

2013•2014
FACULTEIT INDUSTRIËLE INGENIEURSWETENSCHAPPEN
master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Detaillering van seismisch resistente verbindingen tussen geprefabriceerde kolommen en balken

Promotor :
prof. dr. Herve DEGEE
ir. Dieter VANLOMMEL

Promotor :
ir. arch. DIETER FROYEN

Niels Driesen , Simon Geeraerts

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

Gezamenlijke opleiding Universiteit Hasselt en KU Leuven

2013•2014

Faculteit Industriële

ingenieurswetenschappen

master in de industriële wetenschappen: bouwkunde

Masterproef

Detailering van seismisch resistente verbindingen
tussen geprefabriceerde kolommen en balken

Promotor :
prof. dr. Herve DEGEE
ir. Dieter VANLOMMEL

Promotor :
ir. arch. DIETER FROYEN

Niels Driesen , Simon Geeraerts

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

Dankwoord

Het schrijven van een thesis is geen makkelijke opdracht. We zijn daarom zeer dankbaar voor de hulp die ons verstrekt is.

Allereerst willen we prof. dr. ir Hervé Degée bedanken voor zijn medewerking aan dit onderzoek. C'était avec beaucoup d'enthousiasme et d'intérêt que vous avez assisté à résoudre les calculs. En outre, vous avez amélioré le niveau académique de cette étude et du poster scientifique en nous apportant aide et conseil ce que nous avons vraiment apprécié.

Ten tweede danken we onze externe promotor ir. arch. Dieter Froyen. U bracht ons dit onderwerp aan waarin we ons een jaar hebben kunnen verdiepen. U hield ons gericht op de kern van het onderzoek en hielp ons bij de praktische kant van het onderzoek.

Verder willen we zeker ook ir. Dieter Vanlommel bedanken voor de interne begeleiding. U hield ons gefocust op de deadlines en gaf ons de nodige feedback bij het afwerken van onze thesis.

Ook de docenten Jan Goffa en Maarten Mattijs willen we bedanken voor het openstaan voor vragen en hun medewerking aan deze thesis.

Tot slot willen we ook onze ouders en familie bedanken. Jullie gaven ons de kans deze studies aan te vatten en steunden ons gedurende vier jaar om alles tot een goed einde te brengen.

Onze dank hiervoor!

Niels & Simon

Abstract

DETAILLERING VAN SEISMISCH RESISTENTE VERBINDINGEN TUSSEN GEPREFABRICEERDE KOLOMMEN EN BALKEN.

Promotoren: prof. dr. ir. Hervé Degee; ir. arch. Dieter Froyen; ir. Dieter Vanlommel

Trefwoorden: Detaillering; Prefab bouwknopen; Beton; Aardbevingsbestendig

Wanneer er grote gebouwen en constructies worden gebouwd wordt er meestal gebruik gemaakt van geprefabriceerde elementen wegens hun snelle plaatsing en daaruit volgend economisch karakter. Op vraag van de bouwheer kunnen deze constructies ontworpen worden om aardbevingsresistent te zijn. In het algemeen wordt er aanvaard dat men hiervoor, wanneer we kijken naar de kolom-balkverbindingen, zogenaamde natte knopen moeten voorzien die de nodige weerstandsmomenten creëren. Vanuit het aannemersbedrijf Kumpen N.V. kwam de vraag of het mogelijk was aardbevingsresistente constructies te dimensioneren aan de hand van droge kolom balk verbindingen die voldoen aan Eurocode 8. In deze thesis zal worden gekeken naar aanpassingen die kunnen gedaan worden om bestaande droge knopen te verbeteren betreffende aardbevingsbestendigheid. Verder zullen ook knopen aangehaald worden die speciaal ontworpen zijn om krachten ten gevolge van seismische activiteiten op te kunnen nemen.

Aan de hand van rekenmodellen zullen krachten ten gevolge van aardbevingen worden berekend volgens Eurocode 8 zowel voor zwak (België) als zwaar (Italië). seismische gebieden. Er wordt vergeleken tussen frames met scharnierende verbindingen en inklemmende fundering en frames met momentvaste verbindingen en scharnierende fundering aansluiting. De bekomen krachten worden ter vergelijking ook met aangrijpende windlasten vergeleken. Tot slot zullen ook knoopwapeningen voor de Belgische scenario's worden berekend.

Abstract (English)

DETAILING OF SEISMIC RESISTANT CONNECTIONS BETWEEN PREFABRICATED COLUMNS AND BEAMS.

Promotors: prof. dr. ir. Hervé Degee; ir. arch. Dieter Froyen; ir. Dieter Vanlommel

Keywords: Detailing; Prefab connections; Concrete; Earthquake resistant

Prefabricated elements are widely used for the construction of large buildings and structures because of their rapid construction properties, this also makes it an economical solution. A demand of a structure, ... by the client, can be that structure is designed to resist earthquakes. When this is the case, the general assumption is that the column to beam connection is made by means of a so-called "wet connection" so moments can be transferred. Contractor Kumpen N.V. wanted to look into the possibility of using dry column to beam connections to construct prefabricated structures that can withstand seismic loading in line with Eurocode 8. This thesis will look into some adjustments that can be made to existing dry connections in order to make them withstand forces that occur during an earthquake. Furthermore some new types of connections, especially designed to resist seismic loadings, will be discussed.

Eurocode 8 is followed in calculation models to determine the forces introduced by earthquakes for low (Belgium) as for high (Italy) seismic areas. A comparison is made between frames with hinged connections and fixed foundations and frames with clamped connections and hinged foundations. The resulting forces are compared with forces introduced by wind. Finally the necessary reinforcements in the connections are calculated for the scenarios in Belgium.

Inhoud

Dankwoord	1
Abstract	3
Abstract (English).....	5
Inhoud	7
Lijst van afkortingen en symbolen	11
Lijst van figuren	13
Lijst van tabellen	15
1 Inleiding	17
2 Literatuurstudie	19
2.1 Schadegevallen	19
2.1.1 "Emilia" Italië.....	19
2.1.2 "Tabanlı" en "Edremit" Turkije.....	21
2.2 Theorie en eisen.....	23
2.2.1 Algemene eisen uit Eurocode 8	23
2.2.2 Compartimentering.....	24
2.2.3 Weergeven van krachten.....	24
2.2.4 Scharnier of inklemming	24
2.2.5 Prefab en voorgespannen beton	24
2.2.6 Design criteria	25
2.2.7 Momentvastheid.....	25
2.3 Bestaande knopen.....	27
2.3.1 Verbindingen met deuvelds	27
2.3.2 Verbindingen met mechanische koppelingen	30
2.3.3 Hybride verbindingen.....	33
2.4 Potentiële knopen.....	35
2.4.1 Verbinding Universiteit van Brescia en Bergamo	35
2.4.2 In-/outside verbinding	36

2.5	Ductiliteit	38
2.5.1	Spanning rek	38
2.5.2	Ductiliteit in constructie	39
3	Rekenmodel	41
3.1	Algemene berekening	41
3.1.1	Aannames	41
3.1.2	Model "Enkele bouwlaag"	42
3.1.3	Model "Dubbele bouwlaag"	46
3.2	Vergelijkende berekeningen.....	48
3.2.1	Plaatsafhankelijkheid	48
3.2.2	Constructievorm.....	49
3.2.3	Ductiliteit	52
3.2.4	Windkrachten	52
4	Resultaten	53
4.1	Model "Enkele bouwlaag"	53
4.1.1	Scharnierende verbindingen	53
4.1.2	Ingeklemde verbindingen	53
4.1.3	Constructie in seismisch gevoelige regio.....	56
4.1.4	Ductiliteit	57
4.1.5	Windkrachten	58
4.1.6	Samenvattende tabel.....	59
4.2	Model "Dubbele bouwlaag"	60
4.2.1	Scharnierende verbindingen	60
4.2.2	Ingeklemde verbindingen	60
4.2.3	Constructie in seismisch gevoelige regio.....	62
4.2.4	Ductiliteit	63
4.2.5	Windkrachten	64
4.2.6	Samenvattende tabel.....	66
5	Discussie	67
5.1	Model "Enkele bouwlaag"	67

5.1.1	Scharnierend model.....	67
5.1.2	Ingeklemd model	67
5.1.3	Vershil tussen scharnier en inklemming	68
5.2	Model "Dubbele bouwlaag"	68
5.2.1	Scharnierend model.....	68
5.2.2	Ingeklemd model	69
5.2.3	Vershil tussen scharnier en inklemming	69
5.3	Vershil tussen model "Enkele bouwlaag" en model "Dubbele bouwlaag"	69
6	Dimensioneren van knopen	71
6.1	Momentvaste knoop	71
6.2	Scharnierende verbinding.....	73
6.2.1	Deuvels.....	73
6.2.2	Console.....	74
6.2.3	Balk.....	75
7	Conclusie	77
	Bibliografie	79
	Bijlage A: Model "Enkele bouwlaag" met scharnierende verbindingen	81
	Bijlage B: Model "Enkele bouwlaag" met momentvast verbindingen	83
	Bijlage C: Model "Enkele bouwlaag" in Italië	85
	Bijlage C.1: Scharnierend model.....	85
	Bijlage C.2: Ingeklemd model	85
	Bijlage D: Model "Enkele bouwlaag" met ductiliteit.....	87
	Bijlage D.1: Scharnierend model.....	87
	Bijlage D.2: Ingeklemd model	87
	Bijlage E: Model "Dubbele bouwlaag" met scharnierende verbindingen	89
	Bijlage F: Model "Dubbele bouwlaag" met ingeklemde verbindingen.....	91
	Bijlage G: Model "Dubbele bouwlaag" in Italië	93
	Bijlage G.1: Scharnierend model.....	93
	Bijlage G.2: Ingeklemd model	94
	Bijlage H: Model "Dubbele bouwlaag" met ductiliteit	95

Bijlage H.1: Scharnierend model.....	95
Bijlage H.2: Ingeklemd model	96
Bijlage I: Technische fiche boutverbindingen.....	97

Lijst van afkortingen en symbolen

A	[mm ²]	Oppervlakte deuvelddoorsnede
A _c	[mm ²]	Oppervlakte beton in balkdoorsnede
a _g	[m/s ²]	Grondversnelling
A _s	[mm ²]	Oppervlakte staal in balkdoorsnede
C	[-]	Constante voor het berekenen van de periode
c	[mm]	Betondekking
d	[mm]	Nuttige hoogte van gewapende balk
F	[kN]	Horizontale kracht door de aardbeving op de constructie
f _{cd}	[N/mm ²]	Maximale betondrukspanning in UGT-B
F _{Ed}	[kN]	Solliciterende verticale kracht op de console
F _s	[kN]	Kracht op de staaf in de console
f _{yd}	[N/mm ²]	Maximale staalspanning in UGT-B
H	[m]	Hoogte van het gebouw
H _{Ed}	[kN]	Solliciterende horizontale kracht op de console
K	[kN/m]	Stijfheidmatrix van de constructie
K ₁₁	[kN/m]	Verplaatsing eerste verdieping bij kracht op eerste verdieping
K ₁₂	[kN/m]	Verplaatsing tweede verdieping bij kracht op eerste verdieping
K ₂₁	[kN/m]	Verplaatsing eerste verdieping bij kracht op tweede verdieping
K ₂₂	[kN/m]	Verplaatsing tweede verdieping bij kracht op tweede verdieping
L	[m]	Lengte van de overspanning
M	[kNm]	Solliciterend moment
m	[kg]	Massa van de constructie
m ₁	[kg]	Massa van de eerste verdieping
m ₂	[kg]	Massa van de tweede verdieping
m _{DL}	[kg]	Massa dead loads/eigengewicht
m _{LL}	[kg]	Massa live loads/mobiele gewicht
M _{sp}	[kNm]	Steunpuntmoment
n	[-]	Aantal wapeningstaven
p	[-]	Vastheidsfactor voor steunpuntmoment
q	[-]	Factor energieoverdracht ter hoogte van de verbinding
q'	[kN/m]	Verdeelde belasting
S	[-]	Soil factor/factor grondsoort
S _d	[m/s ²]	Design spectrum/ontwerpwaarde
T	[s]	Periode in het spectrum
T _B	[s]	Grensperiode in het spectrum
T _C	[s]	Grensperiode in het spectrum

T_D	[s]	Grensperiode in het spectrum
α_1	[-]	Factor voor flexibele weerstand van de constructie
α_u	[-]	Factor voor vorming plastische scharnieren
η	[%]	Damping correctie factor
σ	[N/mm ²]	Normaalspanning
τ	[N/mm ²]	Schuifspanning
Φ	[mm]	Staafdiameter wapening
ω	[rad/s]	Hoeksnelheid

Lijst van figuren

Figuur 2.1: Verschillende schadetypes tijdens de Emilia aardbeving	20
Figuur 2.2: Schade onderaan de kolom	20
Figuur 2.3: Volledige instorting ten gevolge van afschuivende balken.....	21
Figuur 2.4: Het falen van de deuvels met afschuiven van de balk tot gevolg	22
Figuur 2.5: Vorming van een plastisch scharnier onderaan de kolom.....	23
Figuur 2.6: Voorspanwapening en compartimentering	25
Figuur 2.7: Steunpuntmomenten in de knopen in functie van de tijd.....	26
Figuur 2.8: Twee deuvels worden gebruikt samen met een neopreen oplegging	28
Figuur 2.9: Gefretterde neopreen oplegging	28
Figuur 2.10: Deuvelverbinding dwarsnede + langsnede	29
Figuur 2.11: Dwarsnede mechanische verbinding	31
Figuur 2.12: Krachtwerking mechanische verbinding.....	31
Figuur 2.13: Verbinding interne wapening van de balk	32
Figuur 2.15: Krachtwerking	33
Figuur 2.14: Bevestiging	33
Figuur 2.16: Dwarsnede hybrideverbinding	34
Figuur 2.17: Krachtwerking in hybrideverbinding.....	34
Figuur 2.18: Detail van potentiële knoop door de universiteit van Brescia	36
Figuur 2.19: Inside-out verbinding tussen balk en kolom	37
Figuur 2.20: Detail van inside-out verbinding.....	37
Figuur 2.21: Spanning-rek diagram van staal.....	38
Figuur 2.22: Stalen verbinding faalt	39
Figuur 2.23: Beton verbrijzelt	40
Figuur 3.1: Het model voor het frame dat gebruikt werd voor de berekeningen	42
Figuur 3.2: Type 1 spectrum	43
Figuur 3.3: Type 2 spectrum	43
Figuur 3.4: Eenheidsverplaatsing wordt toegepast op de knoop.....	44
Figuur 3.5: Frame C werd gebruikt voor de berekeningen.....	46
Figuur 3.6: Twee verschillende methodes van vervorming voor het frame met twee verdiepingen.....	47
Figuur 3.7: Eenheidsverplaatsing toepassen op de eerste verdieping.....	47
Figuur 3.8: Stijve kernen zorgen voor een extra steunpunt ter hoogte van de kolom-balkverbinding	49
Figuur 3.9: Ingeklemd fundering en scharnierende kolom-balkverbinding	50
Figuur 3.10: Kolom-balkverbinding waarbij de balk tussen de kolommen geklemd wordt	51

Figuur 3.11: Scharnierende fundering en momentvaste kolom-balkverbinding	51
Figuur 4.1: Normaalkrachten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht	53
Figuur 4.2: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht	54
Figuur 4.3: Momenten ten gevolge van eigengewicht	55
Figuur 4.4: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale lasten in Italië	56
Figuur 4.5: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale lasten in Italië rekening houden met de ductiliteit van de constructie	57
Figuur 4.6: Normaalkrachten ten gevolge van eigengewicht en windkrachten	58
Figuur 4.7: Momenten ten gevolge van eigengewicht en windkrachten	58
Figuur 4.8: Normaalkrachten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht	60
Figuur 4.9: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht	61
Figuur 4.10: Momenten ten gevolge van eigengewicht	62
Figuur 4.11: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht in Italië	63
Figuur 4.12: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht in Italië rekening houdend met de ductiliteit van de constructie	64
Figuur 4.13: Normaalkrachten ten gevolge van de wind op het model "Dubbele bouwlaag" met scharnierende verbindingen	65
Figuur 4.14: Momenten ten gevolge van de wind op het model "Dubbele bouwlaag" met ingeklemde verbindingen.....	65
Figuur 6.1: Schikking van de wapening in de console met U-vormige hoofdwapening en kleinere diameter bijlegwapening	74
Figuur 6.2: Schikking van de wapening aan het uiteinde van de balk ter hoogte van het gat voor de deuvel.....	75

Lijst van tabellen

Tabel 4.1: Actiekrachten en normaalkrachten op model "Enkele bouwlaag" met scharnierende verbindingen	59
Tabel 4.2: Actiekrachten en inklemmingsmomenten op model "Enkele bouwlaag" met ingeklemde verbindingen.....	59
Tabel 4.3: Actiekrachten en normaalkrachten op beide niveaus van het model "Dubbele bouwlaag"	66
Tabel 4.4: Actiekrachten en inklemmingsmomenten op beide niveaus van het model "Dubbele bouwlaag".....	66
Tabel 5.1: Verschil in normaalkrachten en inklemmingsmomenten voor het model "Enkele bouwlaag" en model "Dubbele bouwlaag"	69

1 Inleiding

Aardbevingen komen voor in verschillende sterktes die gemeten worden met de schaal van Richter. In België kennen we enkel zeer lichte aardbevingen aangezien we in een niet seismisch gebied zitten. Toch moeten gebouwen zoals kerncentrales en belangrijke chemische fabrieken in functie van de veiligheid voor de burgers toch enige seismische resistentie hebben. Ook al is deze kracht slechts een fractie van de krachten in een seismisch actief gebied. Beelden van aardbevingen en de schade die deze veroorzaakt zijn vaak te zien op televisie of andere media. Vaak in Azië maar ook in het Zuidoosten van Europa zijn zulke gebieden. Hier is het dus zeer belangrijk een goede seismische detaillering te hebben.

Prefabricatiebeton heeft vele voordelen, vooral voor grotere gebouwen. Door gebruik van geprefabriceerde elementen kunnen gebouwen immers sneller gerealiseerd worden. De kwaliteit van prefabbeton is hoger dan deze van het ter plaatse gestorte beton. De reden hiervoor zijn de strenge kwaliteitscontroles voor, tijdens en na het fabricatieproces. Toch dienen vaak de knopen tussen prefab elementen gerealiseerd te worden met ter plaatse gestort beton. Hierdoor wordt een sterke en momentvaste verbinding geconstrueerd. Door gebruik te maken van ter plaatse gestorte knopen in een structuur bestaande uit prefab elementen worden de voordelen van prefabricatie gedeeltelijk teniet gedaan. Elke verbinding tussen de verschillende elementen zal gestort moeten worden en waarna de knoop moet uitharden voor hij belast kan worden. Ook dient er toch nog steeds een betonmixer naar de werf te komen en een betonpomp om het beton naar de juiste plaats op de werf te transporteren. Bij hoogbouw is dit een zeer onhandige en soms gevaarlijke handeling.

Bij droge knopen is er geen extra ter plaatse gestort beton en kan het gebouw dus als het ware als een puzzel in elkaar gezet worden. Voorbeelden van droge knopen zijn de uvelverbinding of mechanische koppelingen. Droge verbindingen garanderen niet altijd een overdracht van momenten in de structuur. Om de accidentele krachten van een aardbeving op te vangen dienen dus extra maatregelen te worden getroffen. Voor België kan een zwaardere dimensionering van de knoop voldoende zijn, maar voor de seismisch gevoelige regio's wordt verondersteld dat dit niet het geval is. In deze gebieden zijn de aardbevingen veel zwaarder en zal de constructie dus onderhevig zijn aan zeer zware seismische krachten. De ductiliteit van de verbindingen speelt een grote rol in het opvangen van de belastingen.

2 Literatuurstudie

2.1 Schadegevallen

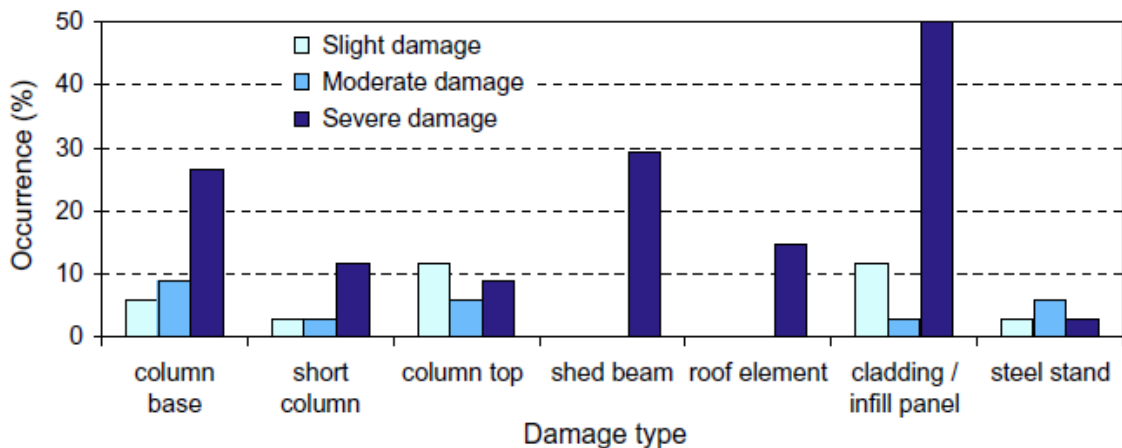
2.1.1 "Emilia" Italië

2.1.1.1 Algemeen

[1] In de Emilia regio in het noorden van Italië vond op het einde van mei 2012 een aardbeving plaats met een kracht van 5,8 tot 5,9 op de schaal van Richter. In dit gebied bevinden zich veel industriële gebouwen en industriehallen. Veel van deze gebouwen zijn opgetrokken in geprefabriceerde betonnen elementen. Er kon worden vastgesteld dat deze gebouwen zwaardere schade hadden opgelopen in vergelijking met particuliere woonhuizen. Gelukkig gebeurde de aardbeving 's nachts zodat er weinig of geen werknemers aanwezig waren in de gebouwen. Voor de oorzaak van deze ravage wordt gewezen naar slechte detaillering van de geprefabriceerde structuren.

2.1.1.2 Schadetypes

De types van schade aan deze industriële gebouwen werden opgedeeld in zeven grote groepen. Zoals in figuur 2.1 weergegeven, is de schade die de aardbeving teweeg bracht zeer divers. We zien dat de kolom en balk tot de belangrijkste beschadigde elementen van de dragende structuur behoren. Eén van de grootste oorzaken van dit schadegeval is het slechte laterale gedrag van het gebouw. Een vergelijkende studie met de L'Aquila aardbeving toont dit aan. De L'Aquila regio was in tegenstelling tot de Emilia bestempeld als aardbevingsgevoelig gebied. In die tijd maakte men gebruik van de 1987 code voor prefab structuren. Hierin staat beschreven dat men in niet aardbevingsgevoelige gebieden geen gebruik maakt van gedevelde verbindingen. Opgelegde verbindingen zouden krachten enkel kunnen opvangen door de aanwezige wrijvingsweerstand van de knoop. Hierdoor werden enkel in de regio van L'Aquila de verbindingen voorzien van deuvels. De verbindingen tussen balken en kolommen in de industriële gebouwen van Emilia werden uitgevoerd zonder gebruik van deuvels. De laterale sterkte was dus enkel afhankelijk van de wrijving ter hoogte van de oplegging. Onderstaande figuur geeft weer dat er verschillende soorten van schade optraden tijdens deze aardbeving. De eerste vier schadegevallen zijn het meest interessante in de context van deze thesis. De "column base" is vooral het plastisch scharnier dat onderaan de kolom gecreëerd wordt en zorgt voor een grotere verplaatsing bovenaan. Dit is vaak de oorzaak van de volgende schadegevallen op de grafiek. De "short column" is van het principe sterke kolom - zwakke balk dat verder nog zal besproken worden. De "column top" en "shed beam" zijn rechtstreeks gerelateerd met de detaillering van de knopen. Aan de bovenkant van de kolom blijkt dat er zowel weinig als veel schade is in sommige gevallen. De balken geven echter altijd ernstige schade omdat het niet gebruiken van deuvels altijd gepaard gaat met een afschuiving van zijn ondersteuning en daardoor een volledige instorting als gevolg heeft. Deze aspecten worden hieronder verder besproken.



Figuur 2.1: Verschillende schadetypes tijdens de Emilia aardbeving [1]

2.1.1.3 Schade aan kolommen

Dit schadegeval heeft niets te maken met een fout in de verbinding tussen balken en kolommen maar is wel één van de belangrijkste oorzaken van het falen van deze knopen. De kolommen zijn in de meeste gevallen ingeklemd in de fundering. Door de hevige bewegingen onderaan het gebouw werd in meer dan 40% van de gevallen een plastisch scharnier gevormd onderaan de kolommen. Dit zorgt ervoor dat de kolom kan roteren of verplaatsen bovenaan zodat balken er gewoon kunnen afvallen. Dit neemt echter niet weg dat de detaillering van kolom-balkverbinding minder belangrijk is. Dit is slechts één van de oorzaken, een andere belangrijke oorzaak is het niet voorzien van deuvels of een andere mechanische verankering tussen balk en kolom.



Figuur 2.2: Schade onderaan de kolom [1]

2.1.1.4 Afbrokkelen ondersteunend beton

Er werden geen rubberen tussenstukken voorzien ter plaatse van de oplegging van de balk op de kolom. Dit heeft als gevolg dat wanneer de balk gaat schuiven er steeds stukjes beton zullen afspatten en uiteindelijk de balk van zijn oplegging zal vallen.

2.1.1.5 Balk van zijn oplegging

Ten gevolge van de schokgolven van de aardbeving worden de structuren in de regio geschut. Dit gebeurt zowel in horizontale als verticale richting. Hierdoor is het mogelijk dat de balk letterlijk gaat opspringen en verplaatsen op de kolom. Bij gevolg kan deze van de kolom afvallen. Dit toont aan dat een verbinding enkel gebaseerd op wrijving niet voldoende is voor seismische resistentie.

In onderstaande figuur is te zien waarom in eerder gegeven grafiek de schade bij het falen van balken zeer ernstig is. Ze geven aanleiding tot een volledige instorting van het geheel aangezien deze balken vaak een belangrijk deel zijn van de dragende constructie.



Figuur 2.3: Volledige instorting ten gevolge van afschuivende balken [1]

2.1.2 “Tabanlı” en “Edremit” Turkije

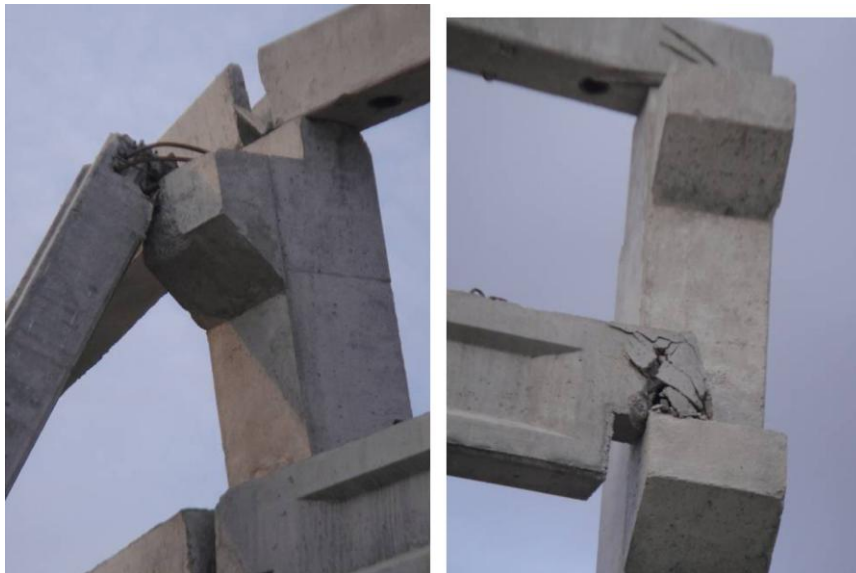
2.1.2.1 Algemeen

[2] In het oosten van Turkije vonden op korte tijd twee aardbevingen plaats op het einde van 2011. De regio Van, in Turkije, leed hierdoor veel schade waaronder ook industriële prefabgebouwen. De eerste (Tabanlı) aardbeving had een kracht van 7,1 op de schaal van Richter, wat een stuk hoger is als deze in Italië. De tweede had een evenwaardige kracht aan die in Italië met waarde 5,6 op de schaal van Richter. In tegenstelling tot de Emilia aardbeving was de schade in de industriële gebouwen hier beperkt, hetgeen niet het geval was in de residentiële gebouwen. Een rapport opgesteld na de aardbeving en

gepubliceerd in het wetenschappelijk tijdschrift Engineering Failure Analysis verklaart dit door een betere design en betere inspecties van deze gebouwen. Het is ook mogelijk dat de eigenschappen van de grond in deze regio gunstiger waren.

2.1.2.2 Schadetypes

De ter plaatse gestorte structuren bleken slechts beperkte schade te hebben, te wijten aan hun momentvaste verbindingen. De prefabstructuren daarentegen zijn in vele gevallen volledig ingestort. Dit was doorgaans te wijten aan de slechte verbinding tussen de kolommen en de balken. Terwijl de ontwerpcodes voorschrijven dat de verbindingen moeten uitgerust zijn met bouten, was dat in deze case nergens het geval. Het is zelfs zo dat deze niet waren terug te vinden op de plannen en constructiedetails. Hierdoor moesten de deuvels een te grote kracht opnemen waardoor deze gingen buigen of breken. De horizontale stabiliteit ging hierdoor volledig verloren.



Figuur 2.4: Het falen van de deuvels met afschuiven van de balk tot gevolg [2]

2.1.2.3 Plastisch scharnier onderaan kolom

Net als bij de vorige aardbevingen werden ook hier aan de onderkant van de kolom plastische scharnieren gevormd die zorgden voor een grotere uitwijking van de kolom aan de bovenzijde. De lengte van het plastisch scharnier was twee keer zoveel als de diepte van de kolom. Dit is een vrij groot plastisch scharnier dat kan zorgen voor een non-lineair gedrag. Het is dus uitermate belangrijk dat de constructie ook berekend wordt op zijn non-lineair gedrag, bijvoorbeeld aan de hand van de vorming van plastische scharnieren.



Figuur 2.5: Vorming van een plastisch scharnier onderaan de kolom [2]

2.1.2.4 Verkeerde grondsoort

Volgens de Turkse seismische norm dient bij de berekening van aardbevingen rekening te worden gehouden met één van de vier beschreven grondsoorten. Z1 is hierin de sterkste grondsoort en Z4 de zwakste. De grondsoort van het gebied werd in de berekening beschouwd als Z2 type, dit werd bepaald volgens de Turkse seismische norm. Deze grondsoort is een sterker grondtype dan er effectief aanwezig was. De grond zou slechts van type Z3 of Z4 geweest zijn, wat te vergelijken is met een type C grond uit Eurocode 8. Dit type beschrijft een middelmatig gepakt tot een dichtgepakt zand. Het is dus van uitermate belang dat ook de grondcondities correct getest worden. Zoals later gezien zal worden in het rekenmodel kunnen de grondsoorten bepalend zijn voor de actiekrachten op een constructie, en dus ook de dimensionering.

2.2 Theorie en eisen

2.2.1 Algemene eisen uit Eurocode 8

Bij het aardbevingsbestendig bouwen, moeten volgens Eurocode 8 [3] meer aspecten in rekening worden gebracht dan bij een traditionele berekening voor gebouwen.

- Er moet een sterkere horizontale kracht kunnen worden opgenomen. Door de bewegingen tijdens de aardbeving wordt het gebouw hierop meer belast. Bij een gebouw dat de traditionele lasten ondergaat wordt hiermee ook rekening gehouden, maar enkel om de windkrachten op te vangen.
- Een bekend fenomeen bij een aardbeving zijn de torsie effecten. Doordat balken worden belast met torsie zullen ze hun sterkte verliezen, ook hiermee moet rekening gehouden worden bij de controle van horizontale krachten. De oorzaak hiervan is de natuurlijke excentriciteit van het gebouw.

2.2.2 Compartimentering

Een basis voor het aardbevingsbestendig bouwen is het creëren van verschillende compartimenten in een gebouw. Door delen van het gebouw niet tegen elkaar aan te bouwen, maar voegen tussenin te laten kan dit gebeuren. Zo kunnen de krachten niet worden overgegeven aan elkaar en zijn deze delen onafhankelijk van elkaar. De voegen moeten echter voldoende groot zijn zodat tijdens de trillingen de gebouwen door hun uitwijkingen elkaar niet raken.

2.2.3 Weergeven van krachten

Hogere gebouwen zijn nadeliger bij aardbevingen, hiervoor zijn verschillende redenen. De horizontale krachten bovenaan zijn groter, aangezien er door de hoogte een grotere hefboomsarm wordt gecreëerd. Ook zijn de uitwijkingen hierbij veel groter dan bij een lager gebouw.

Er wordt geopteerd voor korte elementen en dus ook korte overspanningen. Hierdoor krijgen we kleinere spanningen in het midden van de overspanning. Hierbij wordt het falen van de zwakste punten in het midden van deze elementen weggenomen en moet de aandacht op de knopen gevestigd worden. Als de constructie faalt zal dit niet gebeuren door bijvoorbeeld breuk van de balk maar wel het falen van de knopen. Dit kan worden opgelost door de momentvastheid van de knopen te vergroten.

Door het trillen van de aarde komt er een momentvorming onderaan het gebouw. Afhankelijk van de fundering zijn dit grote of kleine momenten. Het probleem dat zich hierbij vormt is dat de kolommen en andere elementen op trek worden belast. Door excentriciteiten van het gebouw kunnen deze momenten nog groter worden. Daarom worden de gebouwen best gedimensioneerd in simpele vormen, hierdoor kan ook de fundering een simpel ontwerp hebben.

2.2.4 Scharnier of inklemming

Door inklemmingen te gebruiken worden de knopen momentvaster en het geheel van het gebouw dus ook steviger. Een nadeel hierbij is wel dat de spanningen hierdoor hoog oplopen.

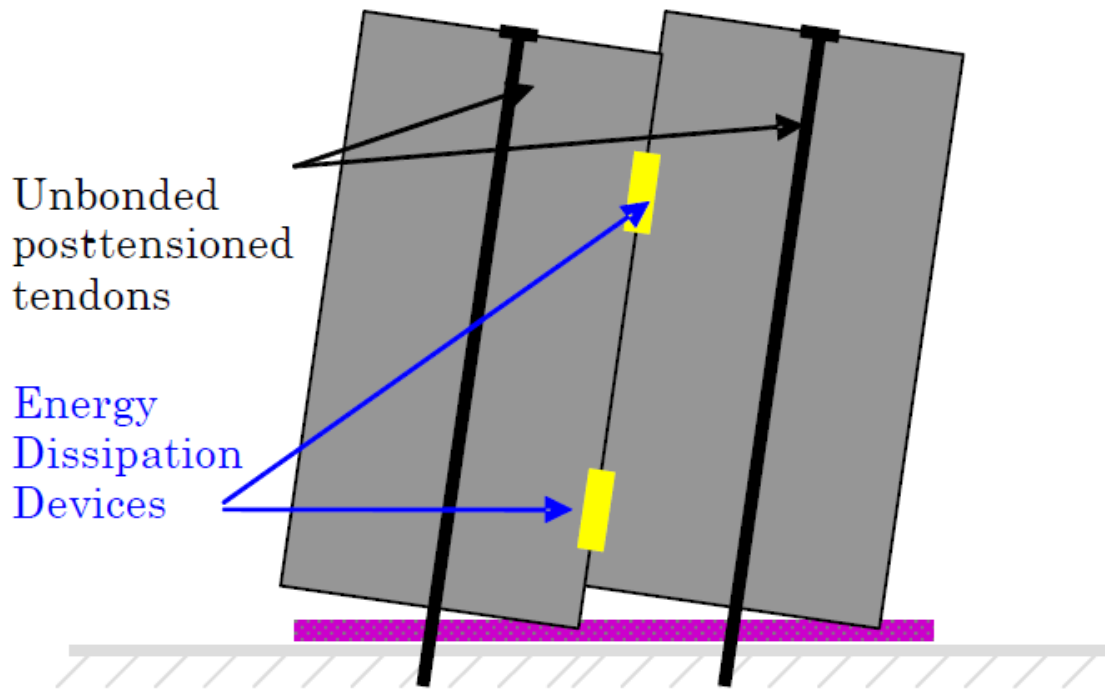
2.2.5 Prefab en voorgespannen beton

Prefab en voorgespannen balken worden steeds vaker gebruikt onder andere omwille van de strengere kwaliteitscontrole. Om momentvaste verbindingen te creëren hierbij worden vaak "natte" knopen gebruikt, bijvoorbeeld in ter plaatse gestorte beton. Het probleem hiervan was dat er snel scheuren ontstaan in de knopen bij grote krachten, bijvoorbeeld aardbevingen. Ook is bij ter plaatse gestorte knopen de sterkte van het beton niet altijd gegarandeerd. PRESS [4] (Precast seismic structural system) heeft hiervoor een oplossing bedacht, droge verbindingen zonder extra ter plaatse gestort beton.

Het gebruik van droge verbindingen brengt minder scheurvorming mee maar wel een preciezer detaillering. Deze knopen zijn immers niet momentvast, aangezien het meestal om opleggingen gaat. Het is door deze knopen aan te passen dat de momentvastheid hiervan verhoogt en dus beter bestand zullen zijn tegen seismische impact. Bij deze droge knopen wordt er vaak een spanwapening gebruikt die instaat voor

het terug centreren van het gebouw tijdens een trilling. Deze spanwapening is niet gebonden met het beton maar wordt via op voorhand voorziene gaten gestoken.

2.2.6 Design criteria



Figuur 2.6: Voorspanwapening en compartimentering [4]

Op de figuur hierboven is het principe met de voorspanwapening voorgesteld. Er wordt op zeer vereenvoudigde wijze twee gebouwen op hun fundering weergegeven. De zwarte staven zorgen voor het steeds terug centreren van het gebouw, terwijl de gele staven zorgen voor een soort van "compartimentering". Hierdoor kunnen de krachten niet rechtstreeks worden overgedragen tussen de muurplaten. Dit is het algemeen principe dat moet worden toegepast bij grote gebouwen om aardbevingsbestendigheid te bekomen. Als het ene deel van het gebouw instort zal het andere blijven staan, hierdoor zal er minder schade zijn.

Voor de sterkte van de spanwapening moet rekening gehouden worden met een boven- en ondergrens. Enerzijds moet het staal sterk genoeg zijn om de spanning op te vangen die de kracht voor het terug centreren van het gebouw induceert. Anderzijds mag deze spanning ook niet te hoog worden zodat de staalspanning binnen het elastische gebied blijft.

2.2.7 Momentvastheid

[5] De knopen tussen kolom en balk gedragen zich op een andere manier bij natte verbindingen dan bij droge verbindingen. Bij een natte verbinding wordt er één geheel gevormd waardoor er een momentvaste verbinding ontstaat. Bij de droge verbindingen is dit niet het geval en zijn de twee elementen niet als één geheel verbonden. Droge verbindingen tussen een balk en kolom in prefabbeton gedragen zich daarom niet

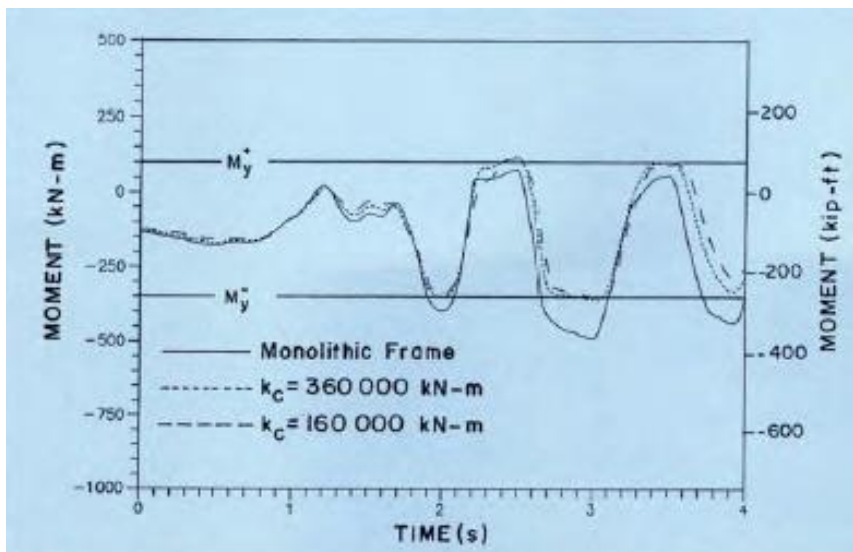
volledig scharnierend maar kunnen we best voorstellen door een verbinding met een veerconstante. Dit wil zeggen dat de momentvastheid van de verbinding gelimiteerd is afhankelijk van de stijfheid van de verbinding. Bij de droge verbindingen krijgen we dus een steunpuntmoment dat groter wordt naarmate de verbinding stijver wordt uitgevoerd.

Door een bepaalde veerconstante toe te voegen, die bepaald wordt door het steunpuntmoment en de hoekverdraaiing tussen kolom en balk, bekomen we een formule voor het steunpuntmoment.

$$M_{sp} = \left(\pm \frac{6 \cdot p - 3 \cdot p^2}{4 - p^2} \right) \cdot \frac{q \cdot L^2}{12} \quad (2.1)$$

Waarbij q de verdeelde belasting op de balk is en L de lengte van de balk. De p in de formule stelt een vastheidwaarde voor van de verbinding in de knoop. Deze varieert tussen 0 voor scharnierende verbindingen en 1 voor momentvaste verbindingen gelijk de natte verbinding.

Uit onderzoek blijkt dat de droge verbindingen van prefab elementen een lagere laterale stijfheid hebben dan de natte verbindingen. Als de vastheidfactor van de verbinding 0,80 of hoger is, zijn de verschillen niet meer zo groot. Deze vastheidfactor is de factor tussen haken in de formule voor het steunpuntmoment. Om dus de laterale stijfheid te verhogen moeten we proberen de verbindingen een zo hoog mogelijke momentvastheid te geven. Het onderzoek toont aan dat met 0,80 als vastheidwaarde voor de verbinding, de verschillen met de momentvaste natte knopen verwaarloosbaar zijn. Waardes die lager liggen induceren grotere trekspanningen ten gevolge van het veldmoment waardoor de constructie minder stijf wordt.



Figuur 2.7: Steunpuntmomenten in de knopen in functie van de tijd [5]

In de figuur hierboven wordt het buigmoment weergegeven in functie van de tijd tijdens een aardbevingsimulatie. Het gaat hier om een constructie van vijf verdiepingen waarbij de volle lijn een constructie met natte verbindingen voorstelt. En de eerste en tweede stippellijn respectievelijk een constructie met vastheidwaarde 0,90 en 0,80. We zien dus hier dat de verschillen miniem zijn bij de eerste schokken, bij de volgende schokken worden deze iets groter voor de 0,80 constructie. Aangezien het niet altijd mogelijk is om

een droge verbinding te maken met een volledige momentvastheid volstaat het dus om te streven naar een vastheidwaarde tussen 0,80 en 1,00.

De gevolgen die het falen van de knopen met zich meebrengen kunnen het best opgevangen worden door te werken met een sterke kolom en een zwakke balk. Als de verbinding dan faalt zal enkel de balk verdwijnen uit de constructie en blijft de kolom toch nog voor stabiliteit zorgen. Hierdoor zal er meer kans zijn dat de bovenliggende en onderliggende verdiepingen niet zullen instorten en de schade dus kleiner is.

2.3 Bestaande knopen

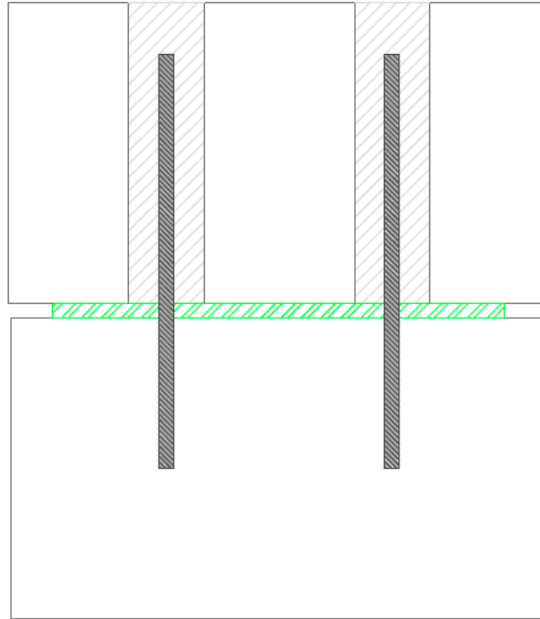
2.3.1 Verbindingen met deuvels

2.3.1.1 Beschrijving

[6] Bij dit verbindingstype wordt de verbinding verzekerd door deuvels (Figuur 2.8). Dit zijn stalen wapeningsstaven die uit de console of kolomkop steken. Ze worden tijdens de fabricage van de kolom en console mee ingebetonneerd.

In de balk worden over zijn volledige hoogte sleuven voorzien waarin de deuvels passen. Tijdens de constructie worden de balken over de deuvels geschoven. Om de verankering tussen de balk en de kolom te verzekeren worden de sleuven achteraf opgevuld met een mortel. Een alternatief hierop is de verbinding verzekeren door middel van een bout aan de bovenzijde van de balk. De bout geeft een extra veiligheid tijdens aardbevingen aangezien ze in staat is om kleine opwaartse trillingen te weerstaan en zo de balk op de console houdt.

Dezelfde verbinding kan ook gemaakt worden door middel van een enkele deuvel (Figuur 2.10). Het nadeel van deze opstelling is dat de capaciteit om kantelmomenten op te nemen lager is dan de eerste manier van verbinden. Dit kan zelfs tijdens de constructiefase problemen opleveren als de balk asymmetrisch wordt belast voordat de structuur volledig is opgebouwd.



Figuur 2.8: Twee deuvels worden gebruikt samen met een neopreen oplegging

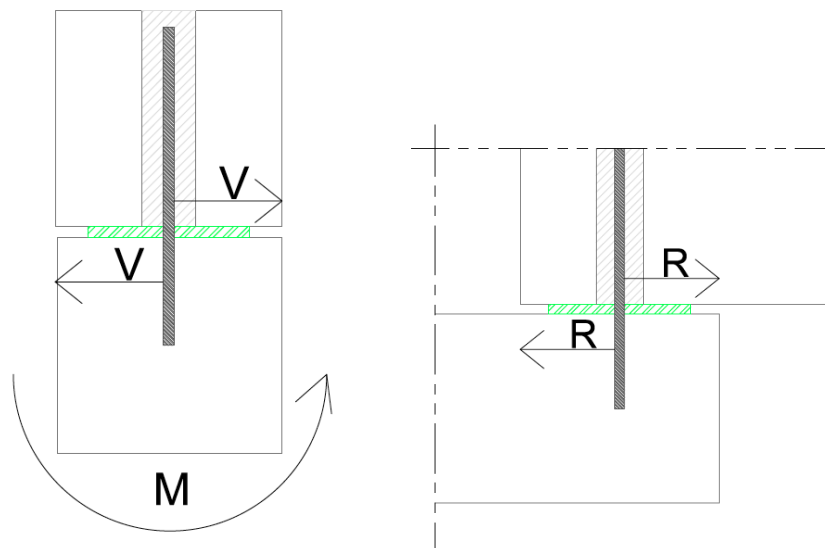
Tussen de kolom en de opgelegde balk bevindt zich een oplegblok. Hierdoor wordt de belasting overgedragen en geconcentreerd op de kolom. Deze worden meestal uitgevoerd in neopreen [7]. Men moet echter opletten bij het bepalen van de dikte van de oplegblok. Als deze te dik wordt ontworpen, is er gevaar dat er een extra moment zal optreden in de deuvels, dit zou mogelijk het bezwijken van de deuvels tot gevolg hebben als ze hiervoor niet gedimensioneerd zijn. Daarom wordt voor het oplegblok een hoogte aangenomen die varieert tussen de 2 en 10 mm, afhankelijk van het draagvermogen dat nodig is. Volstaan deze afmetingen niet, dan zal er gebruik moeten gemaakt worden van de zo genaamde gefrettede oplegging. Hierbij maakt men gebruik van verschillende laagjes neopreen gescheiden door één of meerdere roestvrije stalen plaatjes. Wanneer oplegblokken met beperkte diktes worden toegepast zullen de deuvels enkel op afschuiving worden belast waarvoor ze in de meeste gevallen berekend zijn.



Figuur 2.9: Gefrettede neopreen oplegging

2.3.1.2 Krachtswerking

Een gedevelde verbinding wordt beschouwd als een zuiver scharnierende verbinding. Ze laat kleine rotaties toe maar is niet in staat momenten over te dragen van de balk op de kolom. Een gedevelde verbinding kan, zoals aangeduid op onderstaande figuur 2.10, voornamelijk drie krachten opvangen. In de lengterichting is de verbinding in staat om de horizontale kracht R op te vangen door middel van de schuifweerstand van de verbinding. De kracht R is de normaalkracht die zich in de balk bevindt en afkomstig is van de belastingen die op de balk geplaatst worden. De weerstand van de verbinding om horizontale krachten op te nemen wordt bekomen uit de schuifweerstand van de deuvels en door de flexibiliteit van de oplegblok. In de dwarsrichting zullen de deuvels en de oplegblok ook in staat moeten zijn een schuifkracht, in de figuur afgebeeld als V , op te vangen. Verder is de verbinding ook in staat kantelmomenten op te nemen ten gevolge asymmetrische belastingen op de balk. Om de weerstand tegen deze momenten, aangeduid met M , te verhogen is het gebruik van twee deuvels aan te raden. Dit zal er ook voor zorgen dat men kleinere deuvels kan gebruiken aangezien de normaalkracht kan worden gespreid over twee deuvels.



Figuur 2.10: Deuvelverbinding dwarssnede + langssnede

2.3.1.3 Faalmodes

Een studie [8] door het JRC van de Europese Commissie geeft een opsomming van de meest voorkomende manieren waarop de gedevelde verbinding faalt wanneer ze onderworpen wordt aan een seismische belasting:

De meest voorkomende faalmodes door krachten in de lengterichting:

- Het breken van de deuvel door een combinatie van afschuifkracht, spanningsconcentratie en te grote vervormingen in het staal of te hoog oplopende draagspanningen in het beton.
- Het versplinteren van het balkuiteinde onder invloed van trekkrachten
- Het versplinteren van het kolomuiteinden onder invloed van trekkrachten

De meest voorkomende faalmodes door krachten in de dwarsrichting:

- Het overschrijden van de buigsterkte van de oplegblok ten gevolge van een te groot kantelmoment
- Het uittrekken van de deuvels ten gevolge van de krachtswerking van een te groot kantelmoment
- Het glijdend afschuiven van de verbinding onder invloed van normaalkrachten in dwarsrichting.

2.3.1.4 Energieabsorptie

Het is ook belangrijk te kijken naar de hoeveelheid energie dat een verbinding kan opnemen tijdens een aardbeving, hiervoor worden cyclische testen uitgevoerd. Wanneer dit wordt toegepast op de gedeuvelde verbinding in de lengterichting wordt een gemiddelde absorptie capaciteit bekomen. Dit is te wijten aan de wisselende vervormingen van de deuvels in de uitsparingen van de balk veroorzaakt door uitwijkingen in de lengterichting. Verder vermindert de absorptie ook wanneer de uitsparingen kleiner zijn en bij verbrijzeling van het beton rondom de deuvels. Het laatste kan voorkomen wanneer er grote afschuifverplaatsingen optreden tijdens de belasting van de verbinding.

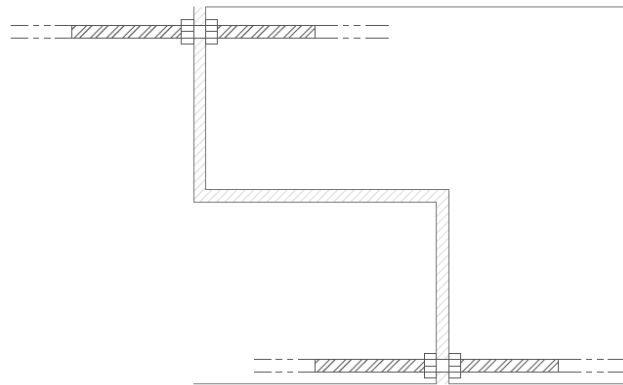
2.3.2 Verbindingen met mechanische koppelingen

2.3.2.1 Beschrijving

[6] Om te zorgen dat de balk en kolom verbonden blijven met elkaar wordt er gebruik gemaakt van boutverbindingen. De balk rust door middel van een inwendige oplegging op de console. Hierdoor is het mogelijk om de balk zowel boven als onderaan te verbinden met bouten. De horizontale krachten afkomstig van de belastingen op de structuur zullen evenals de momenten, worden opgevangen door de boutverbindingen. De verticale krachten worden via de console naar de kolom afgeleid. Hieronder wordt schematisch weergegeven hoe de verbinding wordt gemaakt (Figuur 2.11). Voor het verbinden van de elementen zijn er verschillende mogelijkheden. Het meest voorkomende is de verbinding aan de hand van twee stalen plaatjes. Deze worden tijdens de fabricatie verbonden met de interne wapening van kolom en balk. In de plaatjes worden uitsparingen voorzien zodat er tijdens de opbouw van de structuur een bout kan worden ingedraaid om de verbinding te vervolledigen. Een tweede mogelijkheid is het inbetonneren van kokers, langs de binnenzijde voorzien van schroefdraad, in de elementen. Ook is het nodig ze te verbinden met de interne wapening zodat de krachten optimaal kunnen worden overgedragen. Tijdens de constructiefase zullen ook hier weer bouten worden ingedraaid om de verbinding af te werken.

Ook bij deze verbinding is het mogelijk een deugel te gebruiken die uit de console steekt. Het kan gebruikt worden om tijdelijke kleine belastingen over te dragen wanneer men in de opbouw eerst alle balken en kolommen plaatst en vervolgens pas de boutverbindingen vervolledigt. Dit is ook zeker aan te raden in aardbevingsgevoelige gebieden waar men tijdens de opbouw te maken kan krijgen met aardschokken. De deugel zal er voor zorgen dat de balk op zijn console blijft liggen (bij kleine aardschokken) als men nog niet de tijd heeft gehad om de bouten te plaatsen.

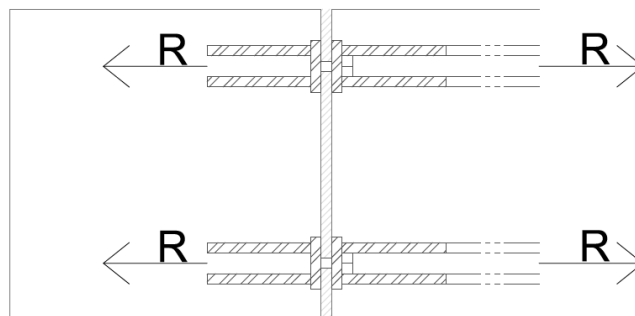
Een laatste onderdeel van de verbinding is de mortellaag die wordt aangebracht tussen de balk en kolomconsole. Deze zal enerzijds zorgen voor het opvangen van maattoleranties en ruwheden aan de elementoppervlakten. Anderzijds schermt deze laag de bouten en andere stalen verbindingselementen af en beschermt ze zo tegen vroegtijdige corrosie.



Figuur 2.11: Dwarsnede mechanische verbinding

2.3.2.2 Krachtswerking

De mechanische koppelingen in deze knoop zorgen ervoor dat het geheel als een ingeklemde verbinding kan worden beschouwd. De boutverbinding werkt voornamelijk op trek. Het is echter ook mogelijk drukkrachten op te vangen als men de verbinding hierop voorziet en de nodige moeren aanbrengt. De boutverbindingen brengen in lengterichting de optredende horizontale krachten (onder invloed van buigmomenten) rechtstreeks over naar de wapeningsstaven aanwezig in de balk. De optredende dwarskrachten in de balk worden opgevangen door de console en zo overgebracht naar de kolom.



Figuur 2.12: Krachtswerking mechanische verbinding

2.3.2.3 Faalmodes

Een studie [8] door het JRC van de Europese Commissie geeft een olijsting van de meest voorkomende manieren waarop de verbinding met mechanische koppeling faalt wanneer ze onderworpen wordt aan een seismische belasting:

- Het afbreken van de bout
- Overmatige vervorming van ondersteunende plaatjes
- Loskomen van wapeningsstaven

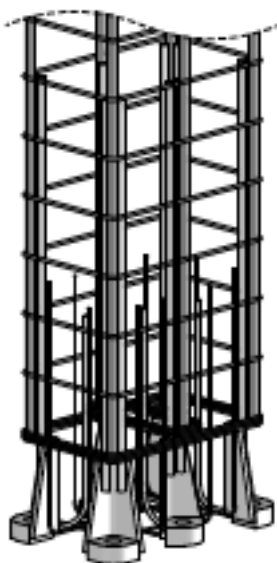
Wanneer het probleem van afbrekende bouten wordt tegengegaan door hoge kwaliteitsbouten te gebruiken moet men er rekening mee houden dat de fout kan optreden buiten de verbinding. Een van de oorzaken is het verschil in dikte van de verbindingsbouten en wapeningsstaven. Hierdoor kunnen mogelijk scheurtjes ontstaan waardoor het nodig is rekening te houden met de gescheurde doorsnede tijdens berekeningen.

2.3.2.4 Energieabsorptie

De energieabsorptie tijdens seismische belastingen kan negatief worden beïnvloed door kleine scheurtjes in de mortellaag van de knoop. De mortel zal licht worden verbrijzeld door de hoog oplopende drukspanningen ten gevolge van een aardbeving. Het is dus nodig de voegmortel goed uit te voeren en schade hieraan direct en degelijk te herstellen. De kans op schade kan geminimaliseerd worden door gebruik te maken van dubbele moeren, zoals eerder aangegeven is de verbinding dan beter in staat drukkkrachten op te vangen.

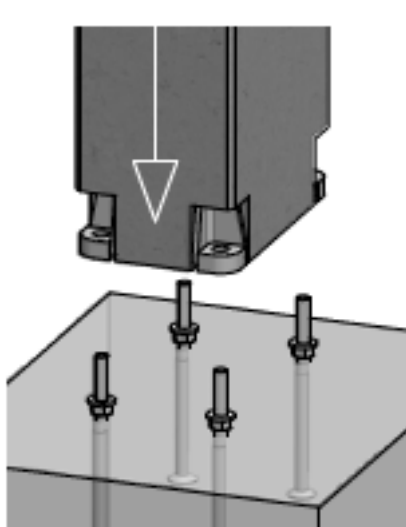
2.3.2.5 Praktische uitvoering

Door fabrikant Peikko group wordt een product op de markt gebracht om kolommen en funderingen op een momentvaste manier aan elkaar te verbinden. Dit gebeurt door gebruik te maken van de zogenaamde [9]HPKM kolom schoen. Het is echter ook mogelijk dit systeem toe te passen op balken om zo een momentvaste verbinding te bekomen. Dit wordt dan in essentie een verbinding door middel van mechanische koppeling.

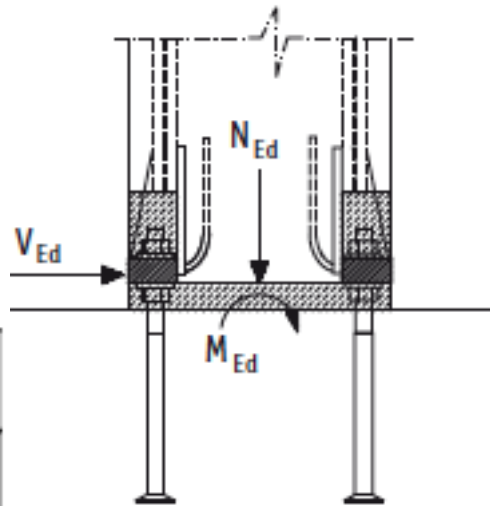


De kolomschoen bestaat uit een stalen hoekplaatje waaraan verankeringstaven zijn bevestigd. Deze zullen met de interne wapening van de balk worden verbonden om de krachten over te brengen (figuur 2.13). In het hoekplaatje is een ronde uitsparing voorzien waarin de [10] ankerbout past. De schoen zal tijdens de fabricatie van de balk mee worden ingestort worden met het beton. Het hoekplaatje dient hierbij vrij gehouden te worden van specie zodat tijdens de opbouw fase de verankering met de ankerbout kan gebeuren. De ankerbout zal tijdens de fabricatie met de interne wapening van de kolom worden verbonden en zal deels uitsteken waar de verbinding wordt gemaakt. Tijdens de opbouw van de structuur wordt de balk met kolomschoenen over de uitstekende ankers geschoven (figuur 2.14) en vervolgens met een moer en eventuele sluitringen bevestigd.

Figuur 2.13: Verbinding interne wapening van de balk [9]



Figuur 2.15: Bevestiging [10]



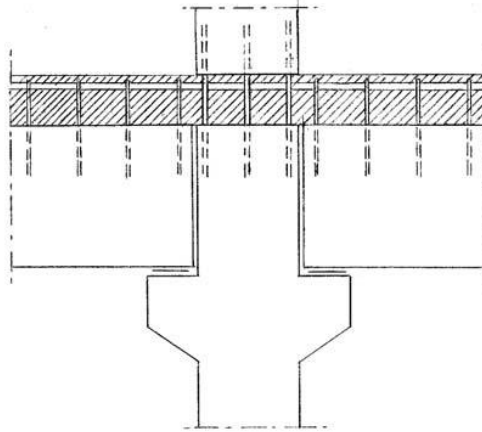
Figuur 2.14: Krachtwerking [10]

Om de verbinding af te werken wordt de speling tussen de kolom en balk evenals de uitsparingen voor de kolomschoenen worden gedicht met een grout. Pas vanaf het moment dat het grout volledig is uitgehard kan de verbinding al de belastingen overbrengen waarvoor ze ontworpen is zoals weergegeven in bovenstaande figuur 2.14. De boutverbindingen vangen de geïntroduceerde krachten op ten gevolge van het moment. De drukkrachten die ontstaan in de verbinding worden meestal opgenomen door de betonsectie van de balk. Voldoet deze echter niet is het ook mogelijk boutverbindingen te voorzien die een deel van de drukkrachten kunnen opvangen en overbrengen naar de verschillende structurele elementen. Standaard wordt een verbinding door middel van mechanische koppelingen uitgevoerd met een consoleoplegging, zodat de verticale krachten via de console kunnen worden overgedragen naar de kolom. Bij gebruik van dit systeem is het ook mogelijk deze verticale krachten op te nemen met de boutverbinding zoals aangegeven op figuur 2.14. De bouten dienen hiervoor extra gedimensioneerd te worden.

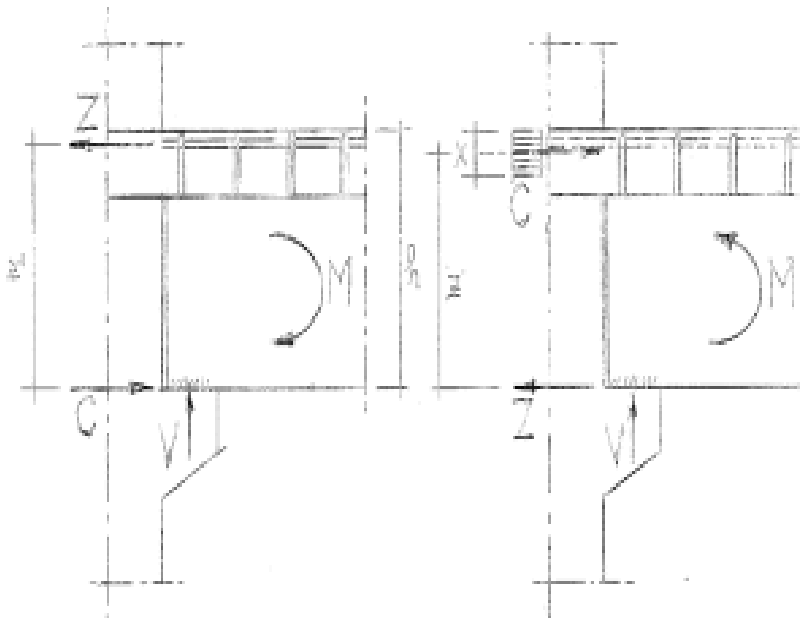
2.3.3 Hybride verbindingen

2.3.3.1 Beschrijving

[8] Een derde manier om balken en kolommen te verbinden is door middel van de zogenaamde hybride verbinding. Het onderste deel van de verbinding kunnen we beschouwen als een klassieke prefab verbinding door middel van mechanische koppeling, deuvelds of gewoon droog opgelegd op een neopreen blok. Het bovenste deel van de verbinding bestaat uit een dunne ter plaatse gestorte betonlaag. Om afschuiving in de lengterichting van de bovenste laag te voorkomen heeft het prefab element de nodige oppervlakte ruwheid nodig, die kan bekomen worden door uitstekende beugels of wachtwapening. Terwijl de krachten afkomstig van het eigengewicht van de balk en opstortlaag worden opgenomen via de traditioneel scharnierende prefab verbinding, kunnen externe krachten worden afgeleid via de momentvaste verbinding ten gevolge van het ter plaatse gestorte beton. De verbinding is in staat zowel positieve als negatieve momenten op te vangen. Hoewel anders gereageerd zal worden op beide gevallen wegens de asymmetrie in de verbinding.



Figuur 2.16: Dwarssnede hybrideverbinding [8]



Figuur 2.17: Krachtwerking in hybrideverbinding

2.3.3.2 Krachtswerking

In deze knoop worden, net als bij de verbinding met mechanische koppeling, alle dwarskrachten rechtstreeks via de console naar de kolom afgeleid. Het krachtenverloop in de lengterichting van de balk is afhankelijk of er negatief dan wel een positief moment optreedt. Is er sprake van een negatief moment in de balk dan zal Z (figuur 2.17) een trekkracht voorstellen die aangrijpt in de wapening van de opstortlaag. De drukkracht C grijpt aan onderaan de balk op een afstand z (hefboomsarm) en heeft een gelijke absolute waarde als Z . Wanneer er een positief moment aangrijpt op de knoop zal C worden opgevangen door de opgestorte betonlaag. De trekkracht die onderaan ontstaat kan niet worden opgevangen door de wrijving van balk en console. Deze kracht zal worden opgevangen door een deuvel, een boutverbinding of een las verbinding die twee stalen platen, die in de elementen zijn verwerkt, met elkaar verbindt.

2.3.3.3 Faalmodes

Een studie [6] door het JRC van de Europese Commissie geeft een opsomming van de meest voorkomende manieren waarop de verbinding met mechanische koppeling faalt wanneer ze onderworpen wordt aan een seismische belasting:

Onder invloed van een negatief moment zijn volgende faalmodes het meest voorkomend:

- Het falen van de hechting tussen de opstortlaag en de verankeringswapening
- Afschuiving in lengterichting tussen de geprefabriceerde balk en opstortlaag
- Het falen van de onderste verbinding tussen de balk en de console

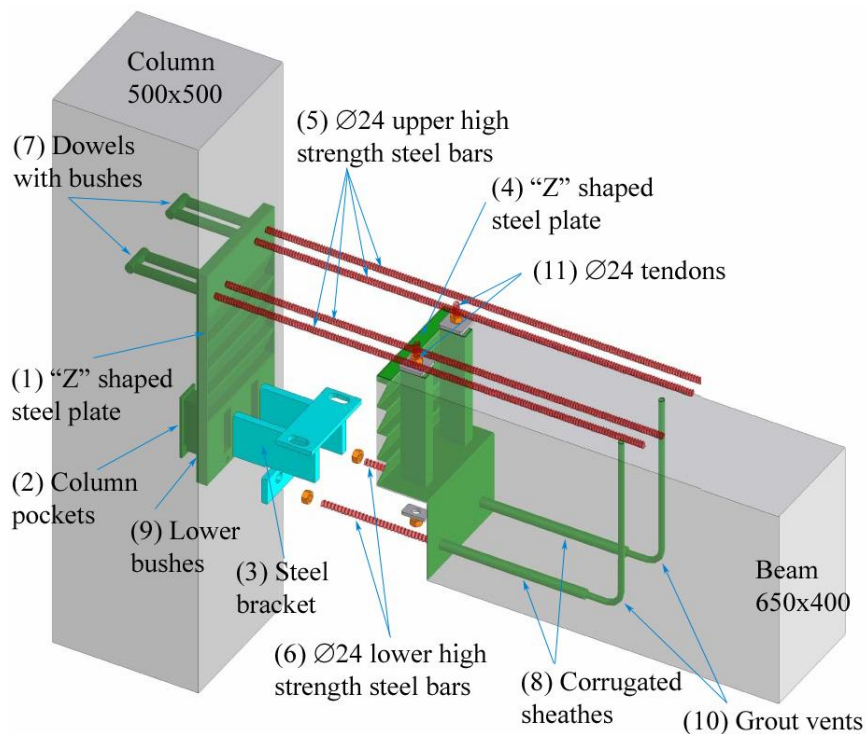
Onder invloed van een positief moment zijn volgende faalmodes het meest voorkomend:

- Het falen van de verbinding tussen console en balk ten gevolge van te hoge trekspanningen.
- Afschuiving in lengterichting tussen de geprefabriceerde balk en opstortlaag.

2.4 Potentiële knopen

2.4.1 Verbinding Universiteit van Brescia en Bergamo

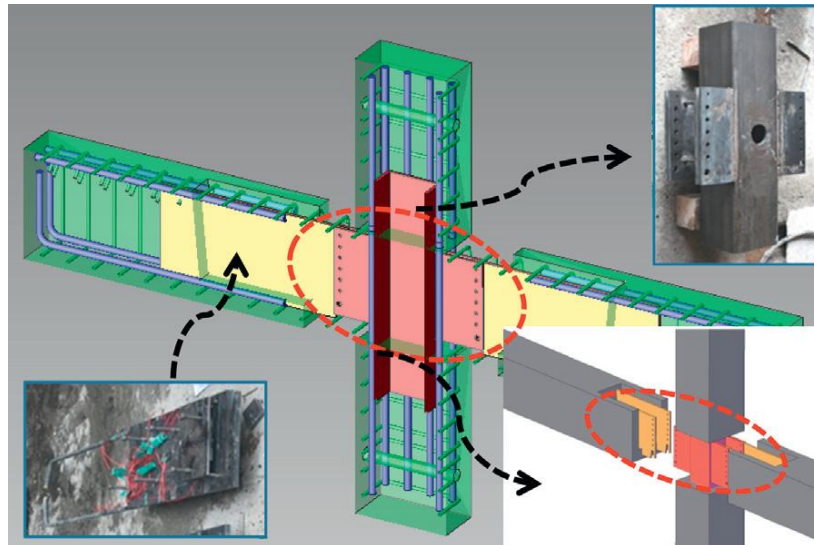
[11] De verbinding is enkel nog maar een experimenteel concept. De resultaten van het eerste onderzoek zijn echter belovend. Kolom en balk worden verbonden door middel van wapeningstaven uitgevoerd in hoogwaardig staal en voorzien van schroefdraad alsook door opvulling met vezelversterkte beton. Het vezelversterkte beton wordt gebruikt om de kop van de balk te verstevigen en wordt in een "Z"-vorm gegoten, dit komt de schuifweerstand van de verbinding ten goede. Het gebruik van vezelversterkt beton heeft als bijkomende bedoeling dat de verbinding in staat is ook hoge negatieve momenten op te vangen die tijdens aardbevingen voorkomen. Dit door de op trek belaste vezels die zich in de bovenste lagen van de balk bevinden. Het doel bij het ontwerpen van deze verbinding was het inelastische mechanisme, die tot schade leidde tijdens aardbevingen, zoveel mogelijk reduceren. Men probeert de schade te beperken tot de interface van de balk en kolom. De wapeningsstaven (nummer (5) en (6) weergegeven in figuur 2.18) in de verbinding zijn plaatselijk, over een lengte van 10 tot 20 cm, omhuld door een polymeren koker. Op die plaatsen zal het staal zich niet rechtstreeks aan de beton binden waardoor het zijn volle ductiele capaciteiten zal kunnen gebruiken in geval van een seismische belasting. Hierdoor verwacht men minder schade na een aardbevingen in vergelijking met klassieke ter plaatse gestorte verbindingen waardoor men minder ernstige en snellere herstellingswerken kan uitvoeren.



Figuur 2.18: Detail van potentiële knoop door de universiteit van Brescia [12]

2.4.2 In-/outside verbinding

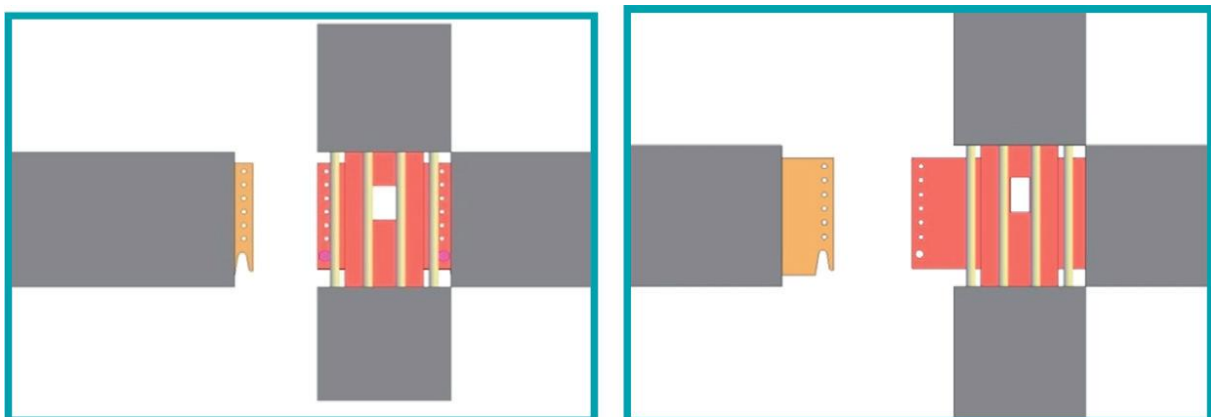
Een andere verbinding wordt voorgesteld door twee Zuid-Koreaanse universiteiten [12]. Net als de voorgaande wordt er hier gestreefd naar een knoop die zowel economisch als praktisch haalbaar is. Men probeert een ductiele verbinding te bekomen door gebruik te maken van stalen verbindingen (bouten en platen) en de verbinding af te werken met wat zij noemen ECC (Engineered Cementitious Composite). Dit is een vorm van vezelversterkte cement composiet met hoge prestaties (HPFRCC) die er voor zorgt dat wanneer er zich scheuren in de beton voordoen, deze niet optreden in één bepaalde plaats maar worden verdeeld over verschillende microscheurtjes. [13] De verbinding tussen kolom en balk wordt dus gemaakt door het aaneen bouten van stalen platen. Deze platen steken uit de geprefabriceerde elementen en worden in deze elementen verbonden met de inwendige wapening zodat ze de aangrijpende krachten kunnen overbrengen.



Figuur 2.19: Inside-out verbinding tussen balk en kolom [12]

In de studie worden twee uitvoeringen van de verbinding bekeken. Bij het eerste type, outside type genoemd, wordt de balk niet op de zijkant van de kolom verbonden maar op een zekere afstand. Deze afstand bedraagt in de studie 0,3 keer de breedte van de balk. Het inside type van verbinding verschilt van het outside type door de verbinding tussen balk en kolom te maken aan de oppervlakte van de kolom. Beiden hebben als voordeel dat de verbinding wordt gemaakt door stalen platen in plaats van door wapeningsstaven te verbinden. Hierdoor kan een wirwar van wapeningsstaven vermeden worden in de knoop en blijft deze overzichtelijk, zowel op plan als tijdens de uitvoering. Verder hoeven geprefabriceerde balken geen uitstekende wapening meer te hebben wat ook positieve effecten zal hebben op het productieproces.

Door de knoop uit te voeren als het eerste type, zal een plastisch scharnier kunnen voorkomen aan de buitenzijde van de verbinding. Verder heeft het outside type het bijkomende voordeel van eenvoudigere montage. De verbinding wordt gemaakt buiten de kolom waardoor men tijdens het monteren van de balken niet tussen de wapening van de kolom hoeft te bouten.



Figuur 2.20: Detail van inside-out verbinding [12]

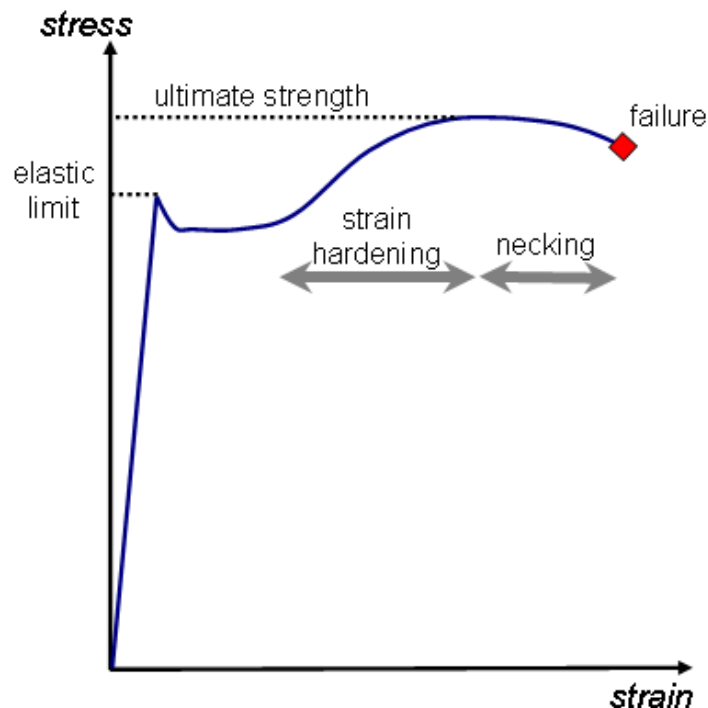
Het nadeel van de verbinding in deze vorm is dat er nog steeds gebruik moet worden gemaakt van ter plaatse gestort beton. Hoewel de in de tekst voorgestelde beton zeker

een meerwaarde biedt aan de stevigheid van de knoop kan het toch nuttig zijn te kijken of we het in situ storten kunnen weglaten. Hierdoor zal de montage nog eenvoudiger worden. Verder onderzoek naar de effecten van het weglaten van de ECC zal dus nodig zijn.

2.5 Ductiliteit

[7] Wanneer men over de ductiliteit spreekt bedoelt men de mate waarin een materiaal plastische vervorming toestaat. Door plastische vervormingen toe te laten zal het materiaal in staat zijn om hogere belastingen tijdelijk te kunnen opnemen ten opzichte van een elastische vervorming. De ductiliteit geeft de vervorming weer die optreedt tussen het einde van het elastische gebied en het bezwijken van het materiaal. Een ductiele structuur kan grote vervormingen opnemen zonder zijn bezwijkingsgrens te overschrijden.

2.5.1 Spanning rek



Figuur 2.21: Spanning-rek diagram van staal [14]

Bovenstaande figuur geeft het spannings-rek diagramma van staal weer. Het elastische gebied bevindt zich tussen de oorsprong en "elastic limit", de elastische limiet. In dit gebied reageert het materiaal elastisch, na het wegnemen van de belasting zal het materiaal naar zijn oorspronkelijke staat terugkeren. Het plastische gebied bevindt zich tussen de "elastic limit" en "failure", het falen van het materiaal. Eens het staal in het plastische gebied komt, zal het onder quasi-constante spanning grote vervormingen aankunnen zoals de grafiek weergeeft.

2.5.2 Ductiliteit in constructie

[15] [16] Ductiliteit binnen het kader van een constructie duidt meestal op de weerstand die de structuur kan bieden aan momenten, de zogenaamde rotatie ductiliteit. Deze momenten zullen in de knopen van de frames worden opgevangen. Als er een ductiele structuur gewenst is die wordt opgetrokken in geprefabriceerde elementen zal er speciale aandacht aan de uitwerking van de knopen moeten gegeven worden. De gebruikelijke verbindingen tussen geprefabriceerde elementen zijn standaard niet ontworpen om momenten te kunnen opvangen.

Een constructie ductiel ontwerpen heeft voordelen. Omdat men kan rekenen op de plastische capaciteit van het wapeningsstaal is het mogelijk met eenzelfde wapeningsdoorsnede een grotere belasting op te vangen. Met een gelijke betondoorsnede kan een grotere trekkracht worden opgenomen ten opzichte van een ontwerp waar men enkel elastische vervorming toelaat. Deze redenering doortrekkend, kan een element slanker ontworpen worden wanneer men plastische vervormingen toe laat. Er wordt efficiënter gebruik gemaakt van de beschikbare constructiematerialen. Een dalend materiaalgebruik heeft verder ook klein een economisch voordeel.

Dit economisch voordeel zal moeten worden afgewogen tegen de meerkost van het extra studiewerk. Het correct ontwerpen van een ductiele structuur vraagt veel detailleringwerk. Elke verschillende knoop zal afzonderlijk moeten bekeken en berekend worden. Een knoop moet zodanig worden ontworpen dat alle elastische vervormingen door de wapening in de betonbalken of het staal van de verbindingen zal worden opgevangen. Verder moet ervoor gezorgd worden dat geen enkel onderdeel van de knoop het begeeft voor het einde van het plastische gebied. De verbinding zal falen wanneer de wapening of stalen verbinding het begeeft (Figuur 2.21), het beton zodanig verbrijzelt dat het geen belastingen meer kan opnemen (Figuur 2.22) of een combinatie van de voorgaande faalmodes.



Figuur 2.22: Stalen verbinding faalt [17]



Figuur 2.23: Beton verbrijzelt [17]

De kolom-balkverbinding moet sterker zijn dan de balk zodat er een plastisch scharnier [18] zal optreden in de balk.

In het geval van een seismische belasting zal de constructie de energiegolven afkomstig van de aardbeving omzetten naar vervormingsenergie. Hierdoor zullen de wapening en verbindingselementen beginnen te vloeien.

3 Rekenmodel

Het is praktisch en economisch niet haalbaar om voor een onderzoek met beperkte omvang proeven uit te voeren met constructies en gesimuleerde krachten. Om een zicht te krijgen op de grootteorde van krachten die aangrijpen op constructies tijdens aardbevingen wordt er in deze thesis dan ook gebruik gemaakt van rekenmodellen. Hierin zal aan de hand van Eurocode 8 de krachten, die door een aardbeving worden geïntroduceerd in een constructie, worden bepaald. Deze berekeningen zullen worden toegepast om twee verschillende modellen die gebaseerd zijn op gebouwen die in opbouw zijn. Verder zal ook gekeken worden naar de dimensionering van een momentvaste en scharnierende verbinding.

België is geen zware seismische zone, de krachten die de aardbevingen introduceren zullen dus niet zo groot zijn. Daarom zal de constructie ook getest worden in de veronderstelling dat deze in Italië, een zwaar seismische zone, gebouwd zou worden. Hierdoor kan een vergelijking gemaakt worden tussen de grootteorde van krachten bij sterke en zwakke aardbevingen. Verder zal voor de zwakke krachten een verdere vergelijking gemaakt worden met de windkrachten op een gebouw. Het kan bijvoorbeeld voorkomen dat de windkrachten op een gebouw groter zullen zijn dan de krachten die de aardbeving introduceert. Ook de invloed van de krachtsoverbrenging naar de fundering zal worden onderzocht. Hierin onderscheiden we enerzijds een frame met scharnierende verbindingen tussen balk en kolom, en kolommen die ingeklemd zijn in de fundering. Anderzijds is het mogelijk de kolom-fundering verbinding als scharnierend te beschouwen en de balk-kolom verbinding momentvast.

De aannames en berekeningen werden uit Eurocode 8 [19] gehaald.

3.1 Algemene berekening

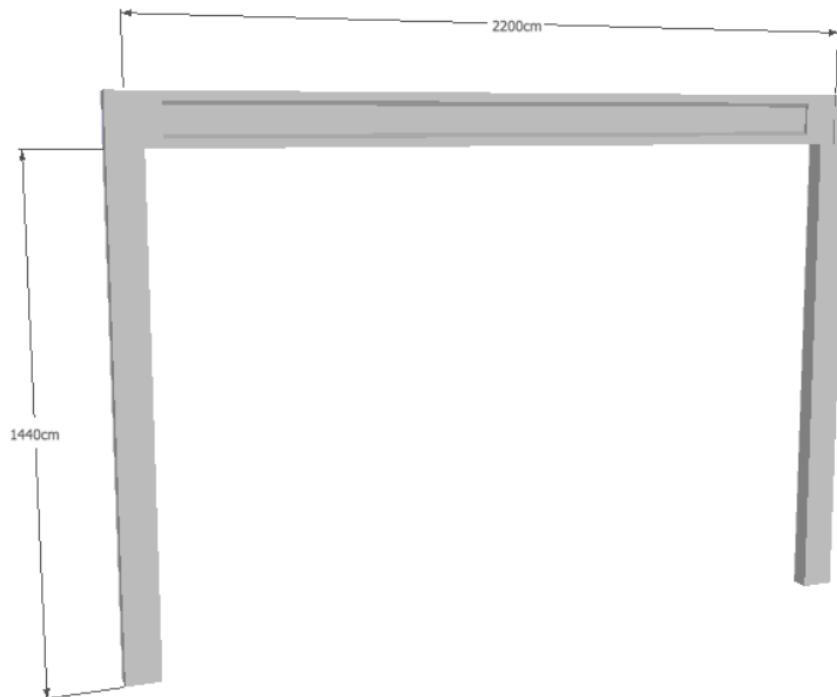
3.1.1 Aannames

In dit rekenmodel werden enkele vereenvoudigde aannames gedaan:

- De balken en kolommen worden aangezien als voldoende gedimensioneerd zodat de knoop steeds het zwakste punt van constructie is. Uit de schadegevallen in de literatuurstudie kan afgeleid worden dat het probleem zelden bij de balken en de kolommen zelf ligt maar wel bij de verbinding.
- Bij de berekeningen werd uitgegaan van een grondtype C beschreven in eurocode 8 wat kan aangezien worden als een gemiddeld type grond.
- De gevonden kracht grijpt aan onderaan het midden van de constructie in horizontale richting. Deze wordt verdeeld over de bovenliggende balken met een verdeelsleutel die later beschreven wordt. Ook hier zal het aangrijppunt zich bevinden in het midden van de overspanning van de balk.
- De modellen worden bekeken in 2D. Er wordt verondersteld dat de horizontale kracht in de andere richting door de schijfwerking van de vloeren wordt opgenomen. De detaillering hiervan valt echter buiten de kern van het onderzoek.
- De krachten geïntroduceerd door aardbevingen zijn trage dynamische gebeurtenissen en vereisen dus geen extra dynamische factor.

- De krachten voor het dimensioneren van verbindingen zijn in UGT-B.
- Er werd geen rekening gehouden met de scheurvorming in het beton. Indien dit toch zou gebeuren dient de elasticiteitsmodulus gehalveerd te worden bij de berekening van de stijfheid van de constructie. Dit geeft een soort van veiligheid op de stijfheid indien er scheurvorming optreedt in het beton.

3.1.2 Model "Enkele bouwlaag"



Figuur 3.1: Het model voor het frame dat gebruikt werd voor de berekeningen

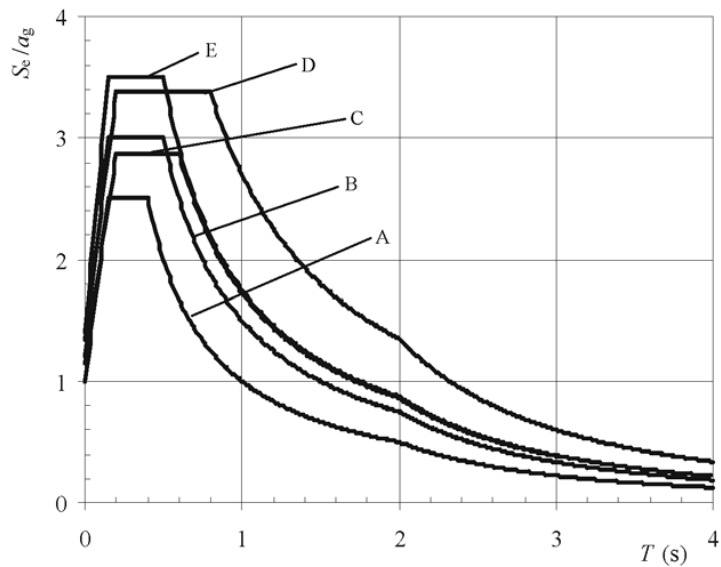
Het eerste model is een frame uit een industriële hal. De krachten op dit frame (exclusief seismische belasting) zijn hoofdzakelijk afkomstig van het eigengewicht van de constructie. Een zeer klein deel van de krachten is afkomstig van de dakopbouw en verdeelde onderhoudslast. De doorsnede bestaat uit twee kolommen op een afstand van 22m, welke verbonden zijn door een I-type balk. Het volledige gebouw bestaat uit meerdere van deze frames achter elkaar. Voor de berekening werd gekeken naar het 2D-model, veronderstellend dat de horizontale krachten in de andere richting worden bepaald door de schijfwerking van de vloeren.

De kracht die een aardbeving kan introduceren wordt in Eurocode 8 beschreven aan de hand van een spectrum dat gekarakteriseerd wordt door verschillende factoren die terug te vinden zijn in de lijst met symbolen vooraan.

Eerst wordt de grondsoort bepaald waaruit een soil factor te vinden is en de grenswaarden voor de trillingsperiode in het spectrum. Er zijn vijf grondsoorten vermeld in EN 1998-1:2004 Tabel 3.1 gaande van sterke rotsgronden tot zwakke alluviale grondsoorten. In ons model zijn we uitgegaan van een gemiddeld sterke grondsoort type C. Uit Tabel 3.2 en 3.3 kunnen we dan de waardes vinden die nodig zijn voor de opbouw van het spectrum. De waarde van de grondversnelling is plaatsafhankelijk en de q-factor hangt af van de energieoverdracht bij de verbinding, deze worden later nog besproken.

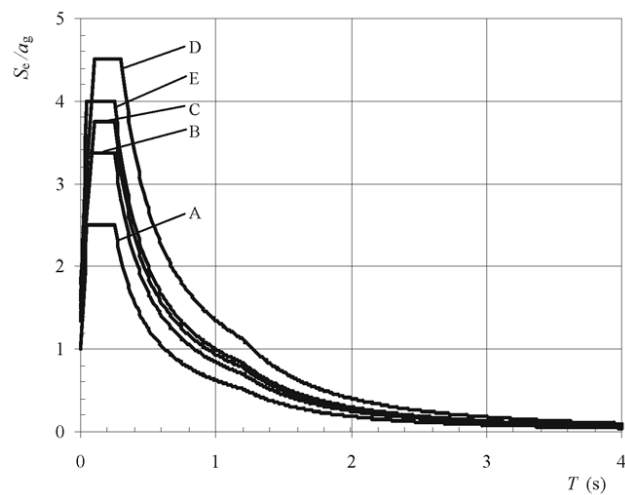
We kunnen met deze waarden een spectrum opbouwen afhankelijk van de plaats een type 1 of type 2 spectrum.

Type 1



Figuur 3.2: Type 1 spectrum [19]

Type 2



Figuur 3.3: Type 2 spectrum [19]

We hebben nu dus een verband tussen de periode en de designwaarde voor de kracht die de aardbeving teweeg zal brengen. Vervolgens dient er dus de periode van de constructie bepaald te worden. Dit kan op twee manieren, de vereenvoudigde methode die enkel afhankelijk is van de hoogte (vergelijking 3.1) of de complexe methode (vergelijking 3.2) die rekening houdt met de stijfheid van de volledige constructie.

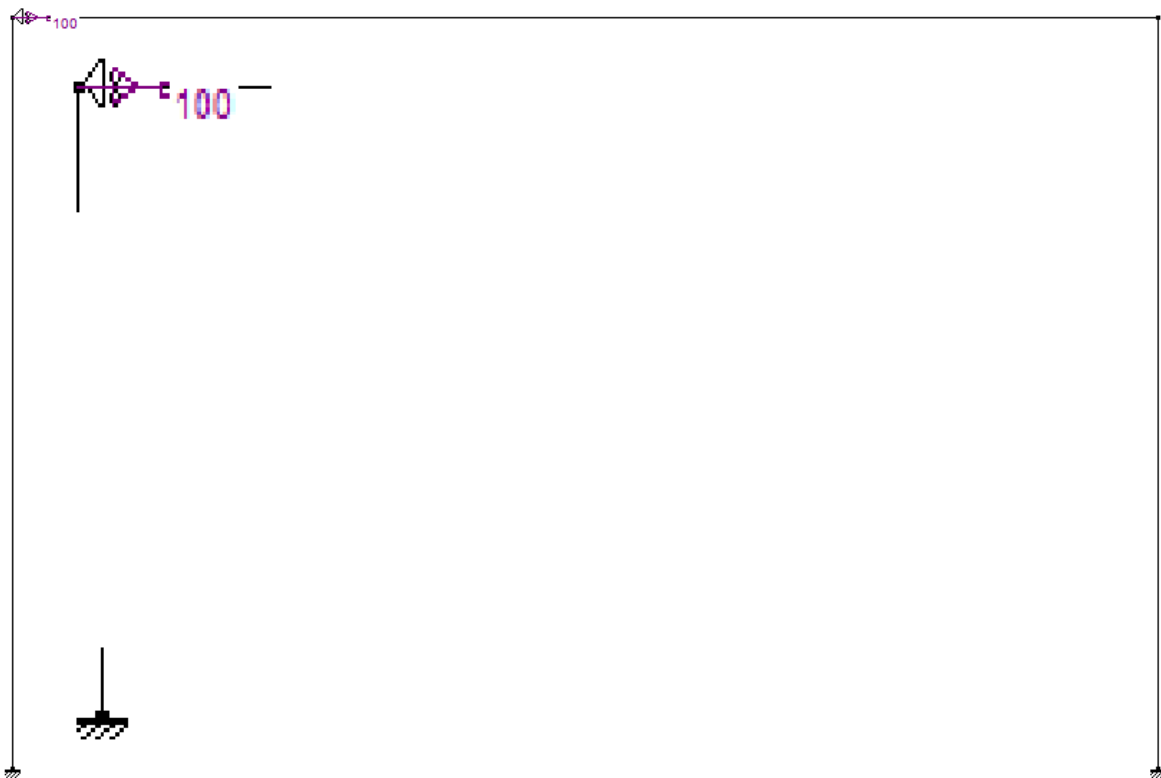
$$T = C \cdot H^{3/4} \quad (3.1)$$

Via deze methode wordt er enkel rekening gehouden met de hoogte, de waarde voor C wordt bepaald in paragraaf 4.3.3.2.2 van Eurocode 8. Hierin wordt deze waarde bepaald als $C=0,075$ voor onze betonnen constructies.

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (3.2)$$

In de complexere methode wordt rekening gehouden met de massa en de stijfheid van de constructie. De massa wordt bepaald door de gebruikte massa's uit de lastendalingen en de stijfheid wordt bepaald door de rekensoftware Powerframe. Voor constructies met één verdieping is deze methode nog vrij simpel aangezien K slechts bestaat uit één waarde. Voor meerdere verdiepingen wordt de stijfheid gegeven door een stijfheidmatrix K.

Om de stijfheid te berekenen maken we één van de verbindingen vast als een roloplegging en passen hier een eenheidsverplaatsing van $100\text{cm}=1\text{m}$ op toe. Vervolgens berekenen we de reactiekracht in dit fictieve steunpunt en dit kunnen we dan beschouwen als de stijfheid K, aangezien deze de factor is die het verband geeft tussen de kracht en de verplaatsing.



Figuur 3.4: Eenheidsverplaatsing wordt toegepast op de knoop

Eenmaal de periode gevonden is voor het betreffende frame kan via de periode in het spectrum de designwaarde afgeleid worden en de kracht berekend worden. Om de exacte waardes te berekenen voor deze ontwerpwaarde kunnen de vergelijkingen uit paragraaf 3.2.2.5 (vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6) van Eurocode 8 gebruikt worden. Deze geven de bepaling van de designwaarde weer voor elk gebied van het spectrum bij een elastische analyse.

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (3.5)$$

$$T_D \leq T \rightarrow S_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{array} \right. \quad (3.6)$$

We hebben dus eerst de vergelijking voor het lineaire gedeelte van het spectrum, vervolgens het horizontale en het parabolische.

Uit onderstaande vergelijking (vergelijking 3.7) blijkt dat de berekende horizontale kracht afhankelijk is van de massa en van deze ontwerpwaarde.

$$F_b = S_d \cdot m \quad (3.7)$$

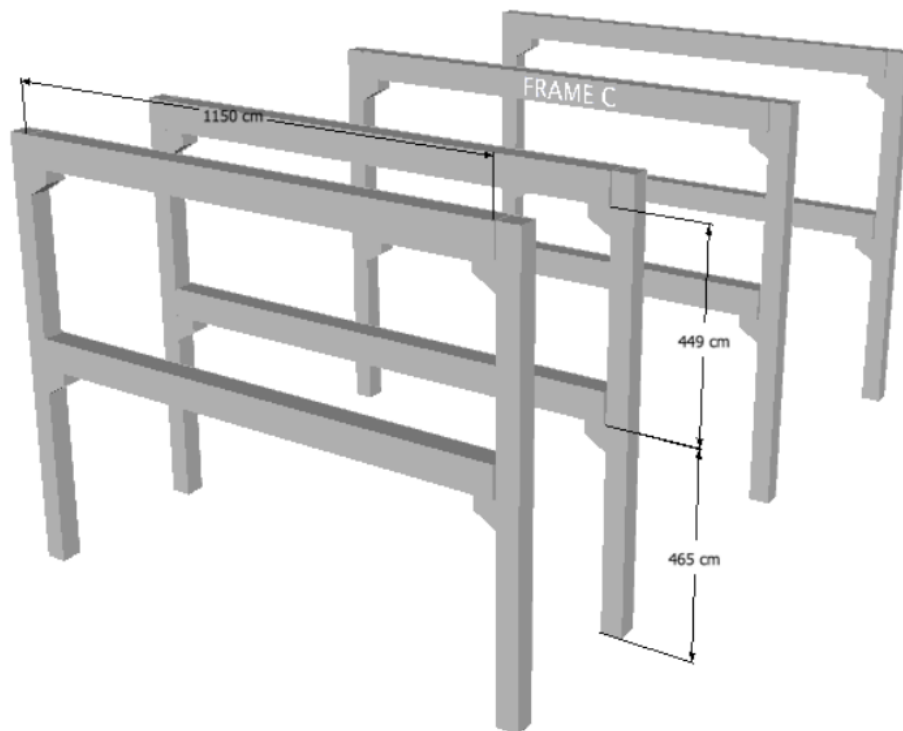
Deze massa (vergelijking 3.8) is zowel afkomstig van "dead loads" en "live loads", respectievelijk de eigengewichten en de voorgeschreven veranderlijke belastingen voorgeschreven door Eurocode 8. Bij het eigengewicht wordt zowel rekening gehouden met de massa van de kolommen, balken als de vloeren en de niet dragende muurpanelen. Er wordt echter wel een onderscheid tussen het belang van de twee verschillende soorten massa's via onderstaande formule.

$$m = m_{DL} + 0,3 \cdot m_{LL} \quad (3.8)$$

Met DL = Dead loads
LL = Live loads

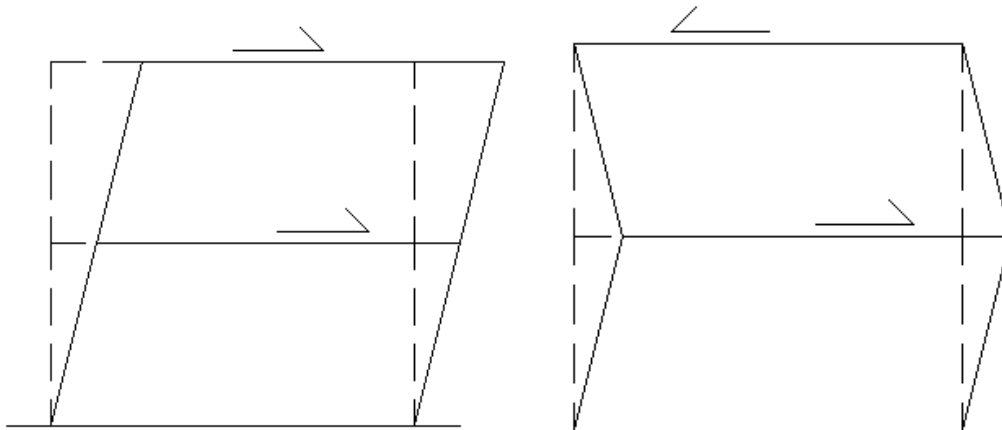
De uitgekomen horizontale kracht wordt geplaatst in het midden van de balk van het frame. Via rekensoftware kunnen we dan de krachten in de balken en kolommen van het model berekenen en zo ook de dwarskracht en normaalkracht die dient overgedragen te worden van de balk naar de kolom ter hoogte van de knoop.

3.1.3 Model "Dubbele bouwlaag"



Figuur 3.5: Frame C werd gebruikt voor de berekeningen

Als tweede model is er gekozen om een gedeelte van het bouwproject "Les petites riens", dat momenteel onder aanneming is van Kumpen N.V., te bestuderen. Het betreft hier het bureau gedeelte van de constructie dat bestaat uit geprefabriceerde frames met twee verdiepingen zoals aangegeven op bovenstaande figuur. Aangezien hiervan nog geen definitieve plannen beschikbaar waren tijdens de uitvoering van dit onderzoek, zijn de structurele elementen zelf moeten bepaald worden. Aan de hand van de klassieke berekeningsmethoden werd het zwaarst belaste frame uit de structuur bepaald, frame C als aangeduid op bovenstaande figuur. Aangezien de eerste verdieping onder andere ook wordt belast door een mobiele belasting van 3 kN/m^2 zal niet enkel het eigengewicht een effect hebben op de aangrijpende krachten. In tegenstelling tot het eerste model zullen ook de gebruiksbelastingen deels maatgevend zijn voor de verbindingen. De berekening hiervan is bijna identiek aan deze van het eerste model, maar aangezien het hier om twee verdiepingen gaat krijgen we ook twee stijfheidmoduli die worden berekend aan de hand van een stijfheidmatrix en een matrix met de massa's voor de verschillende verdiepingen. De reden van deze twee stijfheidmoduli is dat de constructie twee methodes van vervormen heeft, zoals hieronder weergegeven.



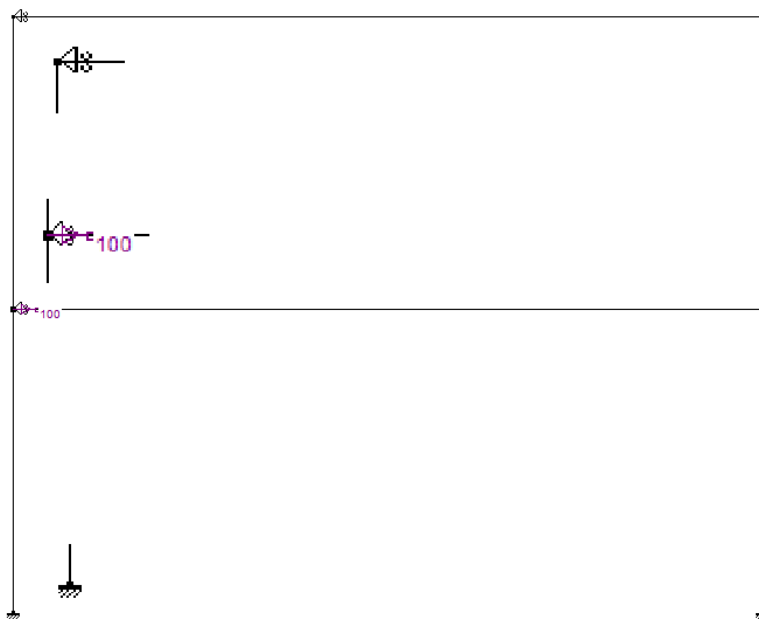
Figuur 3.6: Twee verschillende methodes van vervorming voor het frame met twee verdiepingen

Ook hier werd de stijfheid berekend via de rekensoftware Powerframe. Stijfheids matrix (vergelijking 3.9) en de massa matrix (vergelijking 3.10) zien er als volgt uit.

$$K = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{21} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Waarbij m_1 en m_2 de massa's van respectievelijk de eerste en de tweede verdieping zijn. De waarden voor K worden als volgt berekend.



Figuur 3.7: Eenheidsverplaatsing toepassen op de eerste verdieping

K_{12} = De reactiekracht in het bovenste horizontale steunpunt.

K_{12} = De reactiekracht in het onderste horizontale steunpunt.

Door de eenheidsverplaatsing van 1 meter nu op het steunpunt bovenaan te plaatsen krijgen we de andere waarden voor de K-matrix.

K_{22} = De reactiekracht in het bovenste horizontale steunpunt.

K_{21} = De reactiekracht in het onderste horizontale steunpunt.

Vervolgens berekenen we via de rekensoftware Matlab de eigenvectoren van deze matrices via volgende commando, $\text{eigs}(K,M)$ en bekomen zo twee waarden. Deze waarden zijn het kwadraat van de hoeksnelheid ω van de twee faalmoduli van deze constructie. Door deze om te rekenen met onderstaande vergelijking (vergelijking 3.11) bekomen we twee periodes waarmee we de krachten op constructie kunnen berekenen.

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \quad (3.11)$$

Deze berekening geeft dus twee periodes voor de uitwijking van de constructie. Om de krachten te berekenen wordt enkel rekening gehouden met de meest bepalende periode, dit is meestal de grootste van de twee. Zo kunnen de krachten op de constructie uitgerekend worden via de methode die ook gebruikt werd bij het eenvoudige model.

De bekomen T uit vergelijking 3.11 wordt, afhankelijk van de waarde, wederom ingevuld in correcte vergelijking (vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6) om een waarde voor S_d te bekomen. Vervolgens kan aan de hand van vergelijking 3.7 een waarde voor F_b bepaald worden. Deze kracht zal over de structuur worden verdeeld in een kracht aangrijpend op de eerste verdieping (vergelijking 3.12) en een kracht aangrijpend de dakliggers (vergelijking 3.13).

$$F_1 = \frac{m_1 \cdot L_1}{m_1 \cdot L_1 + m_2 \cdot L_2} \cdot F_b \quad (3.12)$$

$$F_2 = \frac{m_2 \cdot L_2}{m_1 \cdot L_1 + m_2 \cdot L_2} \cdot F_b \quad (3.13)$$

Hierbij zijn m_1 en m_2 de massa's van respectievelijk de eerste en tweede bouwlaag. De hoogte van de eerste bouwlaag wordt voorgesteld door L_1 en de totale hoogte van de structuur door L_2 .

3.2 Vergelijkende berekeningen

3.2.1 Plaatsafhankelijkheid

We zullen de constructie bekijken in laag en hoog seismisch gebied. De factor die dit aangeeft is de grondversnelling a_g die groter is in een hoog seismisch gebied. Als gebied met een lage seismische activiteit wordt België verondersteld. Voor de hoge seismische activiteit wordt Italië gekozen, aangezien hier ook de meeste schadegevallen bekeken

werden in de literatuurstudie en Eurocode 8 in Italië van toepassing is. De waarden gebruikt in dit rekenmodel worden hieronder weergegeven.

België: $a_g = 1 \text{ m/s}^2$

Italië: $a_g = 4 \text{ m/s}^2$

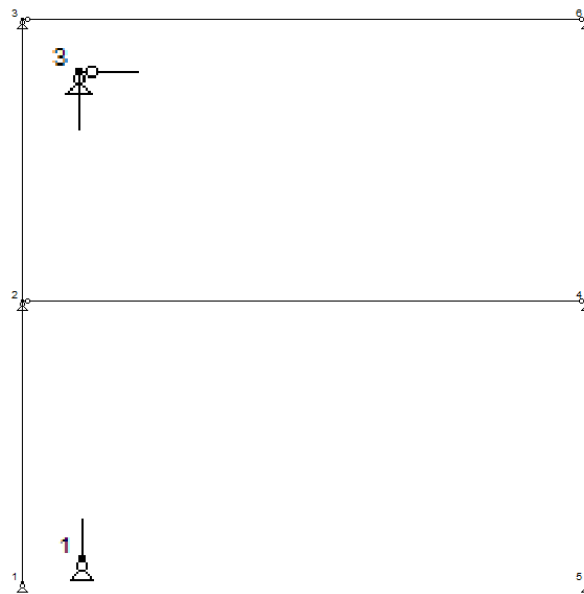
Ook de grondsoort moet hierbij aangepast worden. Voor een seismisch gevoelige regio wordt spectrum type 1 gebruikt en zullen dus de soil-factor S en de grensperiodes anders liggen zoals op figuur 3.2 is aangeduid.

3.2.2 Constructievorm

De horizontale krachten in de constructie kunnen op verschillende manieren worden afgedragen. Elk van deze manieren vereist een andere detaillering en brengt een andere kostprijs met zich mee.

3.2.2.1 Stijve kern

Hierbij wordt er in het gebouw een stijve kern voorzien, meestal een liftschacht, die de horizontale krachten opvangt. Bij deze methode bevindt de stijfheid van de constructie zich volledig in deze stijve kern, de frames op zich worden dus niet meegerekend bij de stijfheid. De horizontale krachten worden immers verondersteld rechtstreeks te worden afgedragen naar de stijve kern. We kunnen het frame dus als volgt voorstellen.

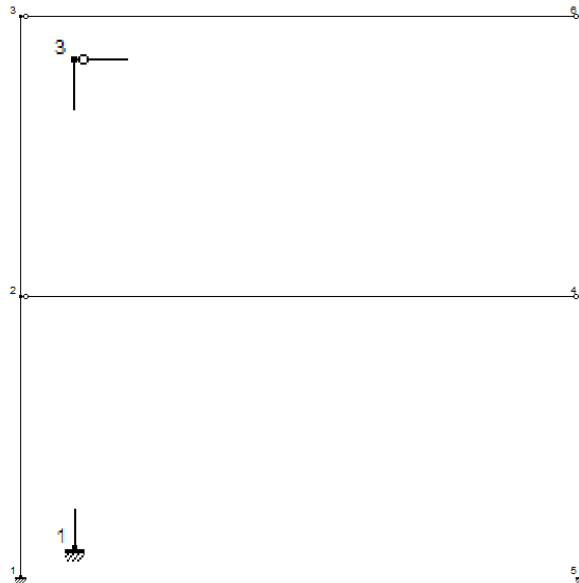


Figuur 3.8: Stijve kernen zorgen voor een extra steunpunt ter hoogte van de kolom-balkverbinding

De verplaatsingen ter hoogte van de verbindingen worden hier verhinderd door steunpunten afkomstig van de stijve kern. Het voordeel bij deze methode is dat de verbindingen allemaal scharnierend kunnen uitgevoerd worden, zowel fundering als kolom-balkverbinding.

3.2.2.2 Ingekleemde fundering

Hierbij worden de kolommen ingeklemd in de fundering en verbindingen tussen kolommen en balken als scharnierend beschouwd. Een manier om kolommen in te klemmen in de fundering is bijvoorbeeld het gebruik van een paalfundering met 3 palen waardoor de rotatie van de paal in alle richtingen verhinderd wordt, wat op zich wel een dure fundering is. De oplegging van de balken kan hier bijvoorbeeld gebeuren met de traditionele deufvelverbinding. We kunnen het model van het frame dan voorstellen zoals hieronder weergegeven.

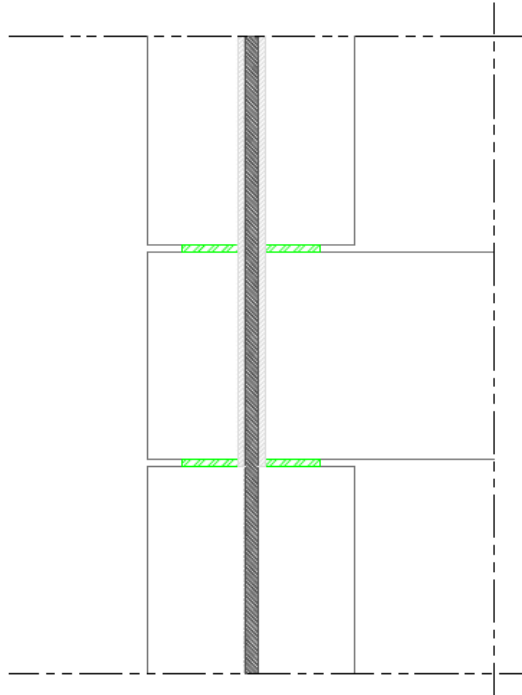


Figuur 3.9: Ingekleemde fundering en scharnierende kolom-balkverbinding

De extra controle die hierbij dient uitgevoerd te worden is de grootte van het inklemmingsmoment onderaan de kolom. Als de momenten hier te groot worden zal er een plastische scharnier gevormd worden zoals al aangetoond werd in de literatuurstudie.

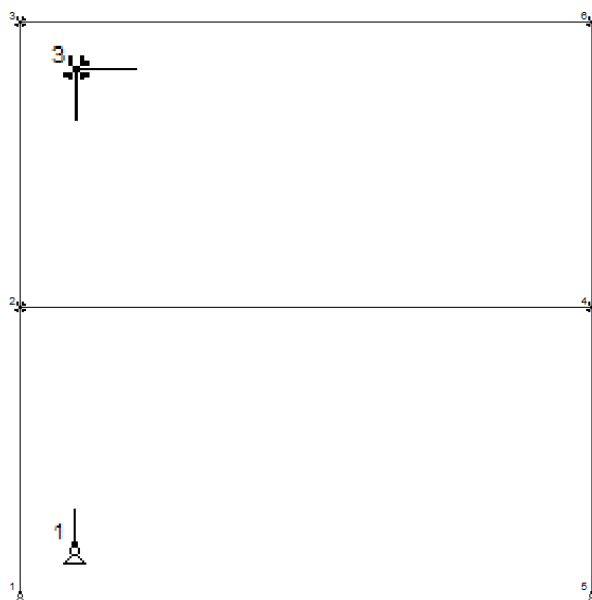
3.2.2.3 Momentvaste verbindingen

Om dit model te kunnen gebruiken moeten de kolommen scharnierend (met 1 paal) verbonden worden met de fundering en de balken momentvast met de kolommen. Dit laatste is echter een probleem als er met droge knopen wordt gewerkt. De deufvelverbinding is enkel scharnierend uit te voeren en geeft dus geen momentvastheid. Hiervoor werd er naar andere oplossing gezocht, zoals bijvoorbeeld het inklemmen van de balk in de kolom zoals hieronder wordt weergegeven.



Figuur 3.10: Kolom-balkverbinding waarbij de balk tussen de kolommen geklemd wordt

De inklemming wordt traditioneel gecreëerd door het gebruik van natte knopen waarbij door het ter plaatse gestorte beton er een beter hechting is tussen balk en kolom. Dit is uiteraard ook uitvoerbaar als droge knoop maar daarvoor moet het volledige portiek in één keer worden gemaakt in de fabriek. Bij grote overspanningen of hoogtes vormt dit dus een groot probleem naar transport toe en is het haast onmogelijk uit te voeren. Het model dat we kunnen gebruiken hier ziet eruit als volgt.



Figuur 3.11: Scharnierende fundering en momentvaste kolom-balkverbinding

3.2.3 Ductiliteit

Als we gaan rekenen op de ductiliteit van het staal zullen de deuvels meer krachten kunnen opnemen met dezelfde diameter, zoals eerder al besproken werd in de literatuurstudie. We kunnen dus enerzijds bij de berekening van de deuvels de ductiliteit in rekening brengen, maar ook bij de berekening van de kracht op de constructie kan deze inspelen. Zo mag er een hogere q-factor gebruikt worden aangezien er rekening gehouden wordt met de overdracht van energie doordat we in het plastische gebied van het staal zitten.

De voorwaarden waaraan moet voldaan worden voor deze toepassing te gebruiken en eveneens de te gebruiken waardes zijn te vinden in 5.2.2.2 van Eurocode 8.

3.2.4 Windkrachten

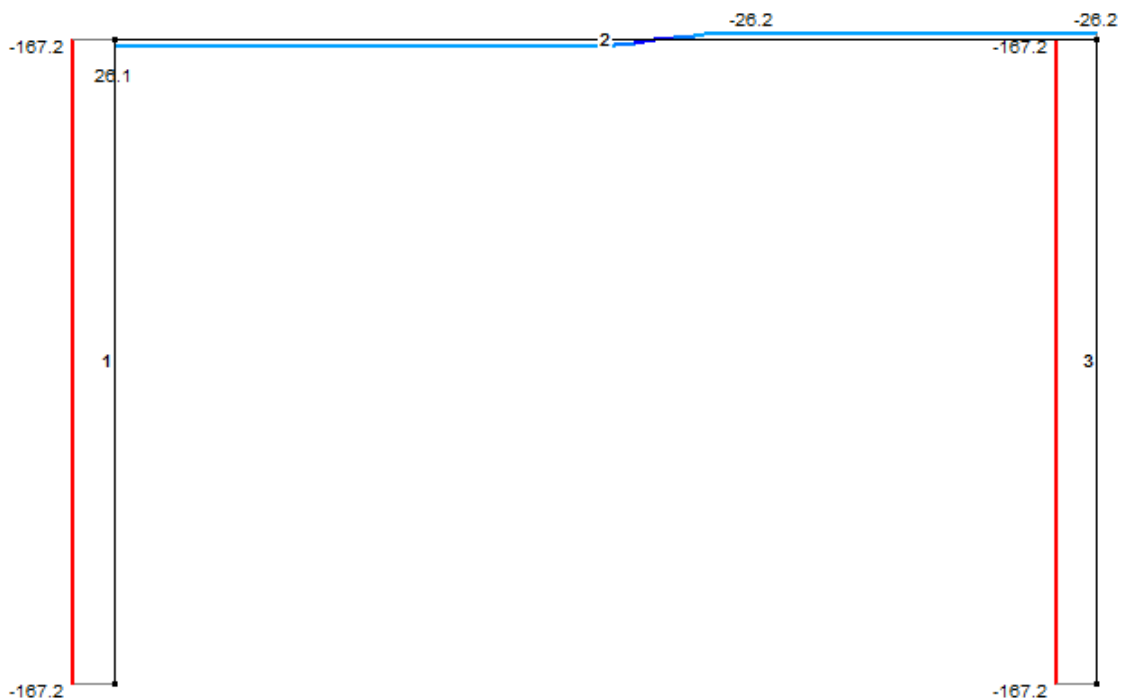
Gebouwen in België worden normaal als horizontale kracht enkel gedimensioneerd op wind tenzij het anders wordt aangegeven door de bouwheer. Door de vergelijking te maken tussen de kracht van een aardbeving en de windkracht kunnen we zien welke extra maatregelen er moeten getroffen worden of net niet indien de windkracht groter is. Voor de berekening van de windkracht hebben we gebruik gemaakt van het programma "Wind Interactive" van het WTCB, aangezien de berekening geen bijdrage binnen het kader van deze thesis levert en zeer uitgebreid is.

4 Resultaten

4.1 Model "Enkele bouwlaag"

4.1.1 Scharnierende verbindingen

Bij dit model worden de verbindingen tussen balk en kolom gezien als een scharnierende verbinding en de kolommen ingeklemd in de fundering. De horizontale kracht wordt aan de hand van paragraaf 3.1.2 berekend. Door gebruik van vergelijking 3.7 wordt een kracht van 52,3 kN in UGT-B bekomen. Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage A. In een model met scharnierend verbindingen geeft deze een extra normaalkracht aan de balk en een extra dwarskracht aan de kolom. Veronderstellend dat de kolom en balk zelf sterk genoeg gedimensioneerd zijn kan de verbinding verwezenlijkt worden met een deugel verbinding. In figuur 4.1 hieronder worden de normaalkrachten weergegeven op het systeem. Om de deugels te dimensioneren moet er gekeken worden naar de normaalkracht op de uiteinden van de balken die 26,2 kN bedraagt.



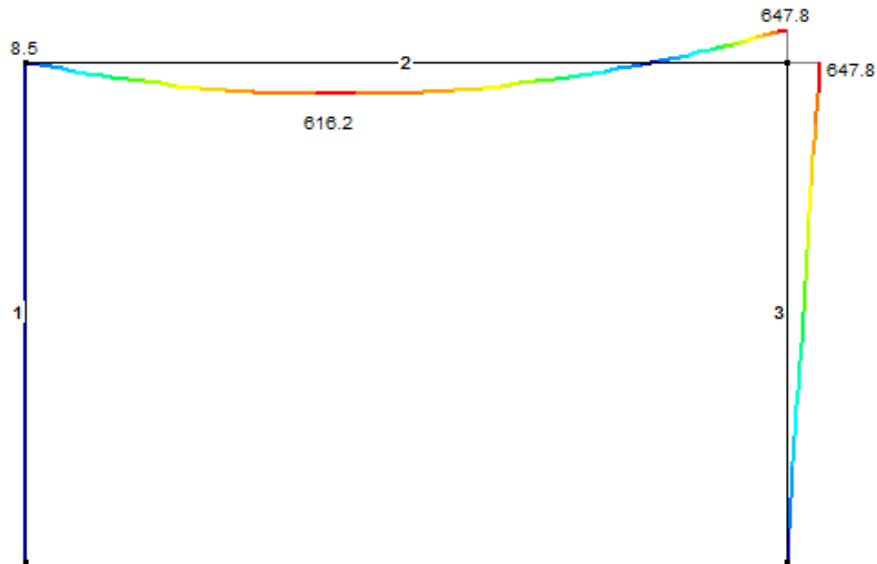
Figuur 4.1: Normaalkrachten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht

Het eigengewicht zal eveneens een normaalkracht creëren in de kolommen.

4.1.2 Ingeklemd verbindingen

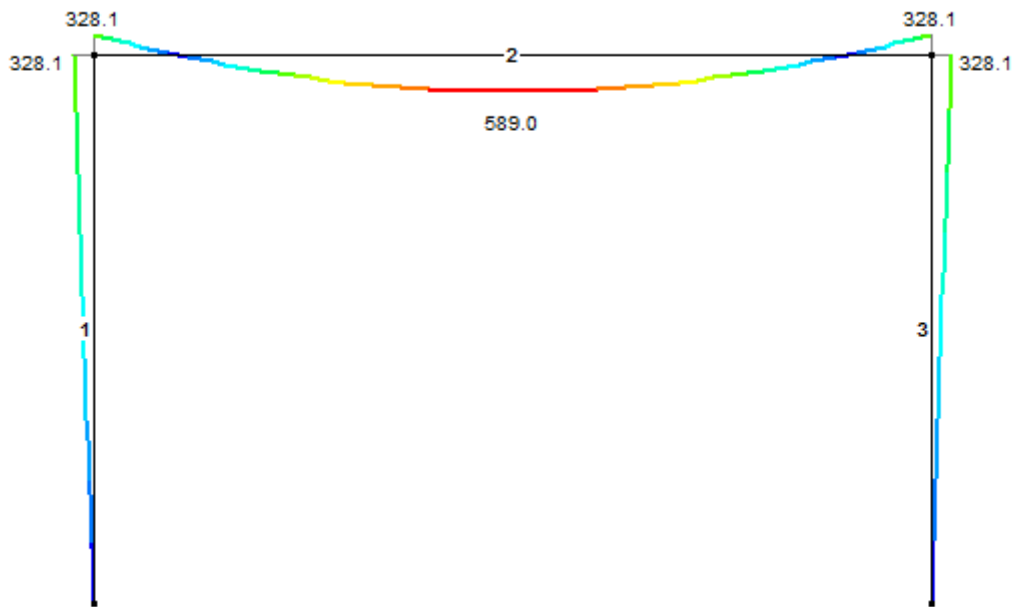
Door gebruik te maken van moment vaste verbindingen en scharnierende funderingen zal de stijfheid van de constructie veranderen. De horizontale kracht kunnen wederom berekend worden aan de hand van paragraaf 3.1.2. Bij het toepassen van vergelijking 3.7 wordt er een kracht op de balk van 44,4 kN in UGT-B bekomen . Een overzicht van

de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage B. In dit geval moeten de verbindingen gedimensioneerd worden op het op te nemen inklemmingsmoment. Via de rekensoftware Powerframe werd onderstaande momenten diagram opgesteld.



Figuur 4.2: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht

Hierbij zal ook het eigengewicht een rol spelen aangezien de balk nu een hyperstatisch systeem wordt. Omdat het hier over een overspanning van 22 meter gaat zal het eigengewicht de grootste rol spelen. Dat zien we als we vergelijken met het diagram waarbij enkel met het eigengewicht werd gerekend.

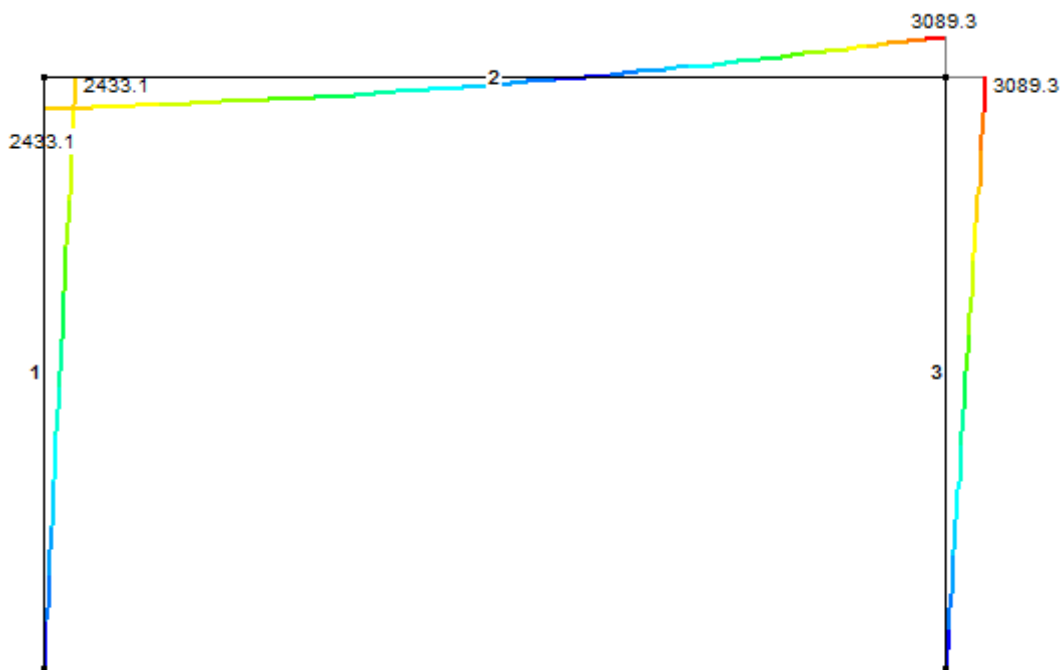


Figuur 4.3: Momenten ten gevolge van eigengewicht

Het verschil is nagenoeg miniem omdat de balk een zeer grote lengte en dus ook gewicht heeft. De momentvaste verbindingen dienen dus gedimensioneerd te worden met een moment van 328,4 kNm in UGT-B.

4.1.3 Constructie in seismisch gevoelige regio

De constructie wordt hierbij beschouwd als gebouwd te worden in Italië. Deze regio is seismisch veel actiever. Er trad al meerdere malen schade op zoals eerder al besproken bij de schademodelen. De coëfficiënt in de berekening die hierbij moet worden gewijzigd is de grondversnelling a_g . De krachten zullen hierdoor dus verviervoudigen en spectaculair toenemen. In Italië wordt zelden tot nooit de berekening in deze vorm toegepast. Meestal wordt er hierbij gerekend op de ductiliteit van het staal waardoor er een lagere q-factor mag worden toegepast (zoals wordt besproken in paragraaf 3.2.3). Allereerst zal worden gekeken naar de waarde die wordt bekomen wanneer er geen rekening wordt gehouden met ductiliteit. De grondversnelling wordt aangenomen als 4 m/s^2 en de grondsoort is van het type IC. De optredende horizontale kracht kan worden berekend aan de hand van paragraaf 3.1.2. Door het toepassen van vergelijking 3.7 bekomen we een kracht in de balk die $383,5 \text{ kN}$ in UGT-B bedraagt. De normaalkracht bedroeg bij het scharnierend model $191,8 \text{ kN}$. Voor het momentvaste model wordt paragraaf 3.1.2 toegepast, waaruit via vergelijking 3.7 de aangrijpende kracht $326,9 \text{ kN}$ wordt berekend. Deze kracht resulteert in de inklemmingsmomenten weergegeven in figuur 4.4. Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage C.



Figuur 4.4: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale lasten in Italië

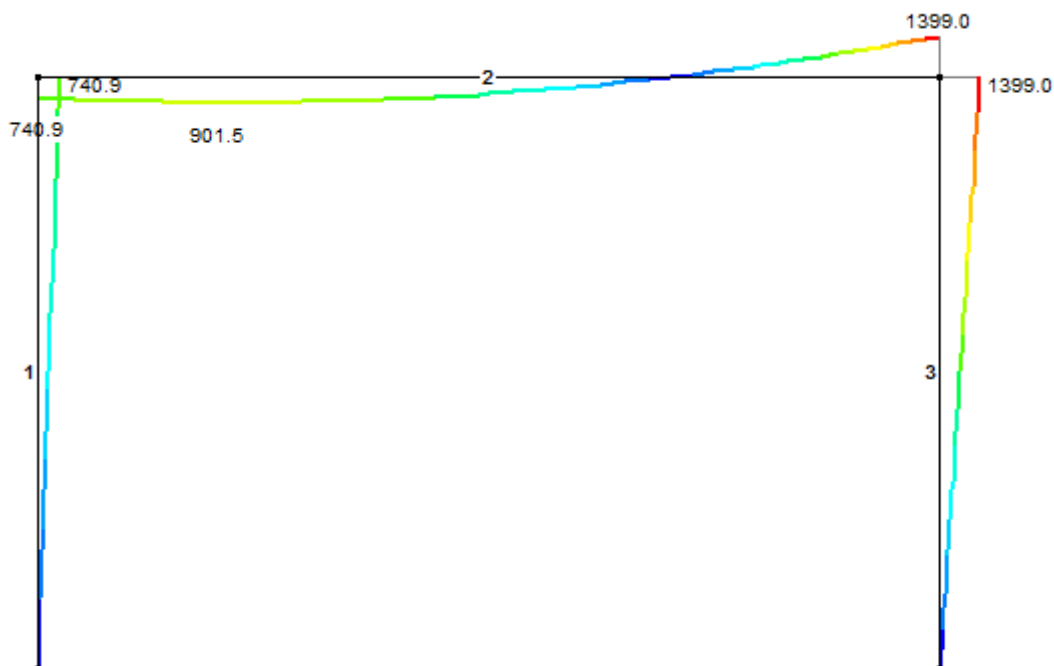
Het inklemmingsmoment wordt hierbij $3089,3 \text{ kNm}$ in UGT-B. Dit is haast onuitvoerbaar met de normale methode van inklemming. Daarom is het best om in deze situatie naar het model met ductiliteit te kijken.

4.1.4 Ductiliteit

In zones met zware aardbevingsbelastingen kan dit een heel verschil maken in materiaalverbruik en dus ook prijs. Zoals eerder besproken is een traditionele knoop in Italië haast onuitvoerbaar. Daarom is het beter om naar het ductiele gebied van de materialen te gaan kijken, zodat er grotere krachten kunnen worden opgenomen. Dit vereist echter wel een goed detaillering en controle op ductiliteit van het materiaal. Indien dit gebeurt kan bijvoorbeeld uit tabel 5.1 van Eurocode 8 een andere q-factor afgeleid worden die de kracht zal reduceren. In het voorbeeld hieronder wordt de constructie opnieuw verondersteld in Italië te staan, wat resulteert in een a_g -waarde van 4m/s^2 . De q-factor mag volgens paragraaf 5.2.2.2 in Eurocode 8 beschouwd worden volgens vergelijking 4.1:

$$q = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,1 = 3,3 \quad (4.1)$$

Want voor gebouwen met slechts één verdieping mag de factor $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ beschouwd worden als 1,1. Dit geeft, na herberekening volgens paragraaf 3.1.2, een aangrijpende kracht van 174,3 kN voor het scharnierend model. Dit resulteert in een waarde voor de normaalkracht die de helft is van de aangrijpende kracht uit paragraaf 4.1.3. Op het momentvaste model zal een kracht aangrijpen van 148,6 kN, berekend aan de hand van paragraaf 3.1.2. De resulterende momenten worden hieronder in figuur 4.5 weergegeven. Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage D.



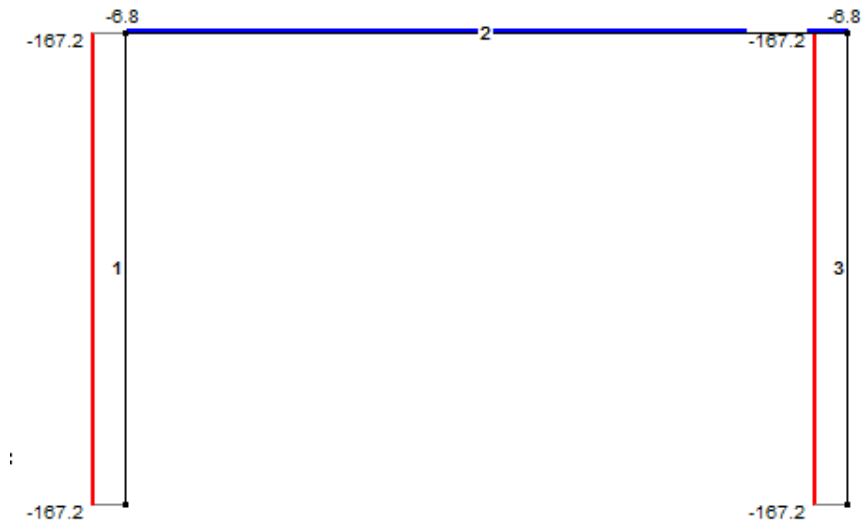
Figuur 4.5: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale lasten in Italië rekening houden met de ductiliteit van de constructie

Het inklemmingsmoment bedraagt hier nu 1399,0 kNm, een pak lager in vergelijking met de waarde bekomen in paragraaf 4.1.3, door gebruik te maken van de ductiliteit.

4.1.5 Windkrachten

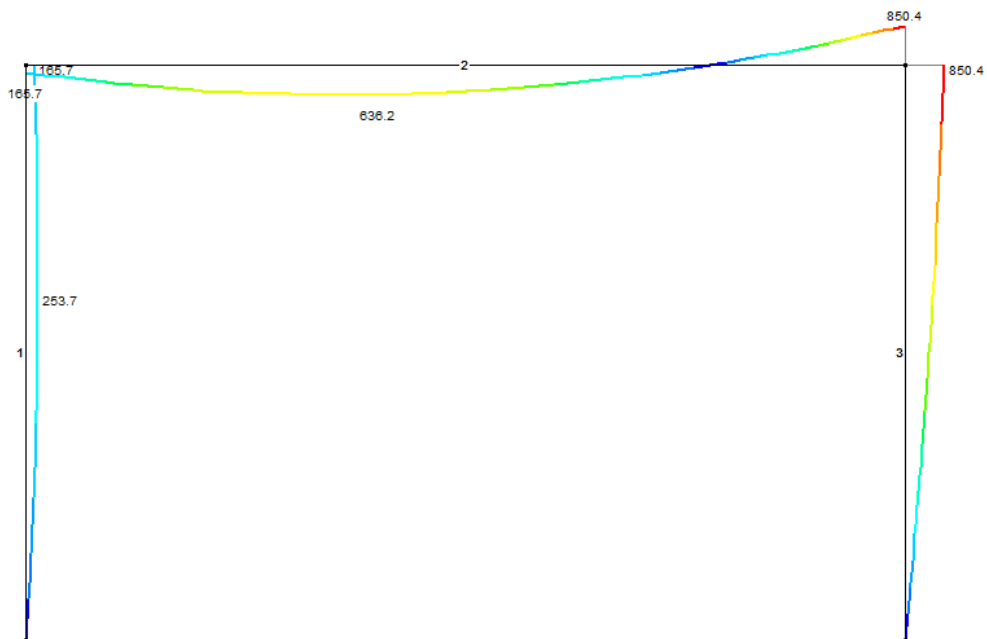
De windkrachten op de constructie worden bepaald door het programma Wind Interactive van het WTCB. Deze is afhankelijk van de afmetingen van de hal. De windkrachten verdelen zich over de gehele gevel maar worden als een lijnlast afgedragen naar de kolommen. Deze lijnlasten bedragen enerzijds 6,18 kN/m winddruk aan de ene zijde en 3,65 kN/m zuigkracht aan de andere zijde. Als hiervan het model wordt bekeken in Powerframe worden volgende resultaten bekomen weergegeven in figuur 4.6.

Scharnierend knopen:



Figuur 4.6: Normaalkrachten ten gevolge van eigengewicht en windkrachten

Ingekleemde knopen:



Figuur 4.7: Momenten ten gevolge van eigengewicht en windkrachten

4.1.6 Samenvattende tabel

4.1.6.1 Scharnierende verbindingen

Tabel 4.1: Actiekrachten en normaalkrachten op model "Enkele bouwlaag" met scharnierende verbindingen

Omschrijving	Aangrijpende kracht in kN	Normaalkracht in verbinding in kN
België	52,3	26,2
Italië	383,5	191,8
Ductiliteit in Italië	174,3	87,2
Wind		6,8

4.1.6.2 Momentvast verbindingen

Tabel 4.2: Actiekrachten en inklemmingsmomenten op model "Enkele bouwlaag" met ingeklemde verbindingen

Omschrijving	Aangrijpende kracht in kN	Inklemmingsmoment in kNm
België	44,4	647,8
Italië	326,9	3089,3
Ductiliteit in Italië	148,6	1399,0
Wind		850,4

4.2 Model "Dubbele bouwlaag"

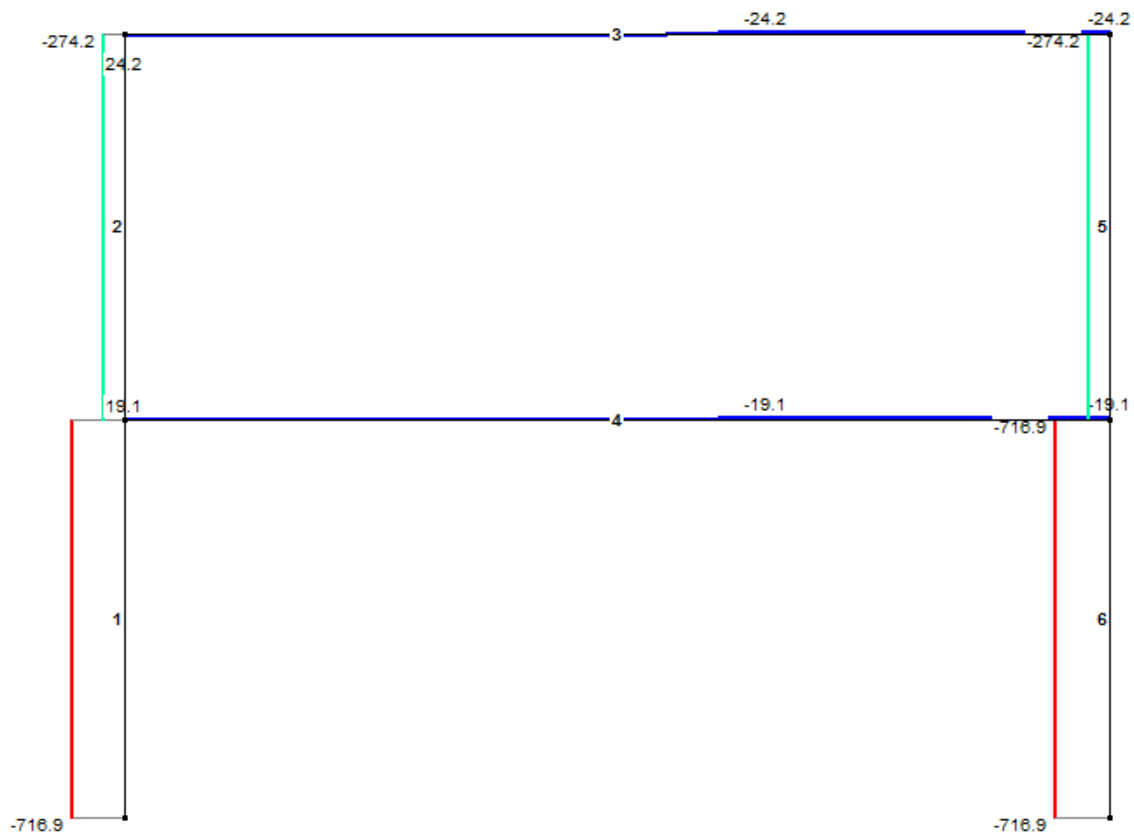
4.2.1 Scharnierende verbindingen

Voor dit model bekomen worden de aangrijpende krachten berekend volgens paragraaf 3.1.3 . Vergelijkingen 3.12 en 3.13 geven de krachten voor respectievelijk de eerste verdieping en de dakverdieping. Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage E.

Balk eerste verdieping: 38,2 kN

Balk dakverdieping: 48,3 kN

In figuur 4.8 worden de krachten in UGT-B weergegeven in een normaalkrachten-diagram.



Figuur 4.8: Normaalkrachten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht

Dit model geeft weer dat de door de knopen op te vangen normaalkrachten de helft zijn van de actiekracht op de balk.

4.2.2 Ingekleemde verbindingen

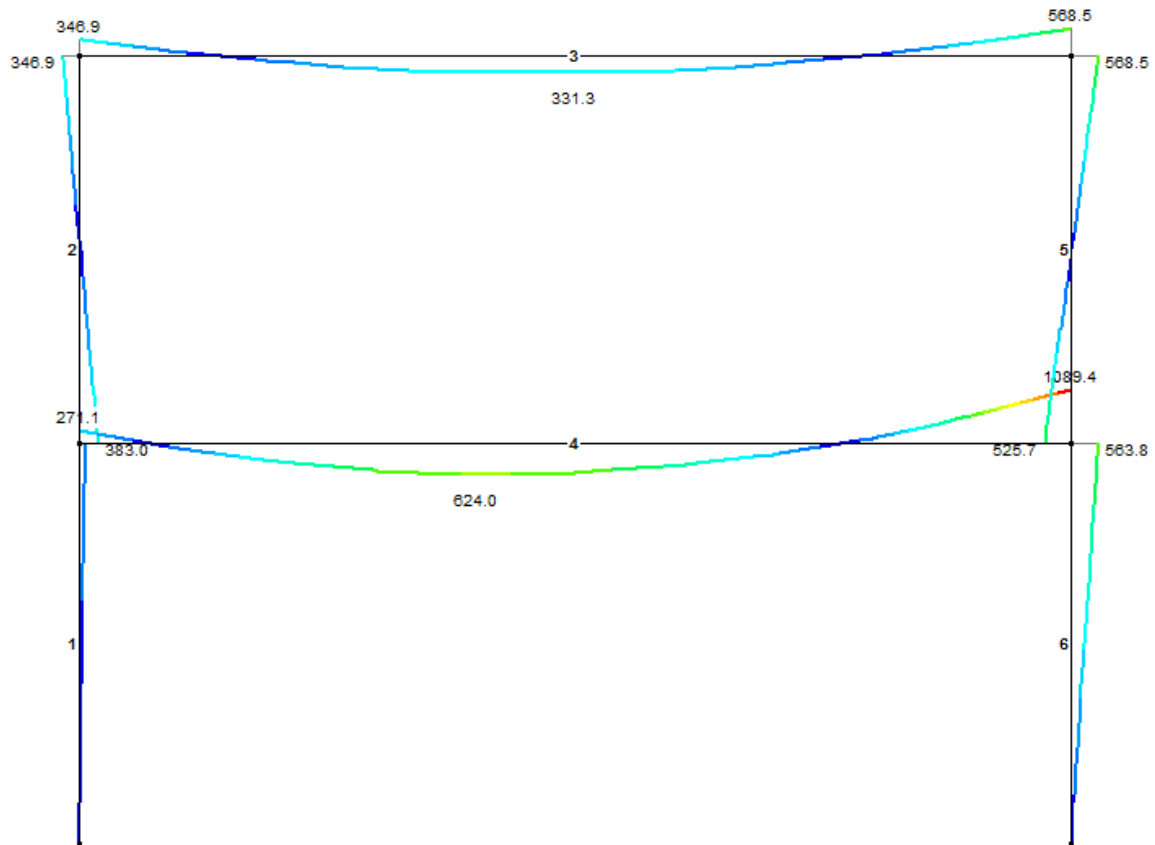
Hierbij worden beide balken ingekleemd in de kolom en worden de kolommen scharnierend verbonden aan de fundering. Dit geeft volgende horizontale krachten, bekomen aan de hand van paragraaf 3.1.3, op de balken. De aangrijpende krachten

worden berekend volgens vergelijkingen 3.12 en 3.13. Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage F.

Balk eerste verdieping: 64,2 kN

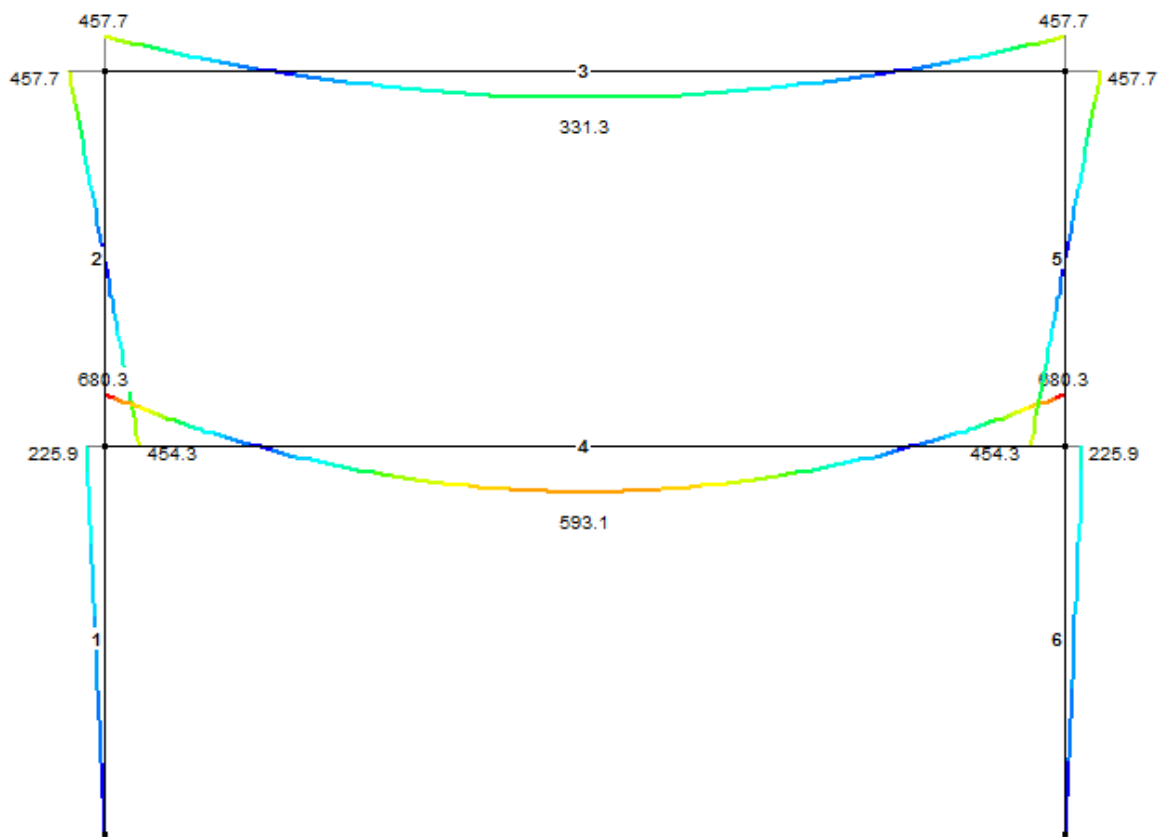
Balk dakverdieping: 81,1 kN

In figuur 4.9 worden de bekomen inklemmingsmomenten weergegeven.



Figuur 4.9: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht

Het grootste inklemmingsmoment dat gerealiseerd dient te worden is 1089,4 kNm. Dit is ongeveer 60% groter dan het initiële moment enkel door eigengewicht, als weergegeven in figuur 4.10. Zonder horizontale krachten is er een moment van 680,3 kNm nodig.



Figuur 4.10: Momenten ten gevolge van eigengewicht

4.2.3 Constructie in seismisch gevoelige regio

Ook hier zal net als bij het model enkel de waarde voor a_g veranderen van 1 m/s² naar 4 m/s². Door deze aanpassing te doen in vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6 en verder te rekenen volgens paragraaf 3.1.3 worden volgende krachten bekomen.

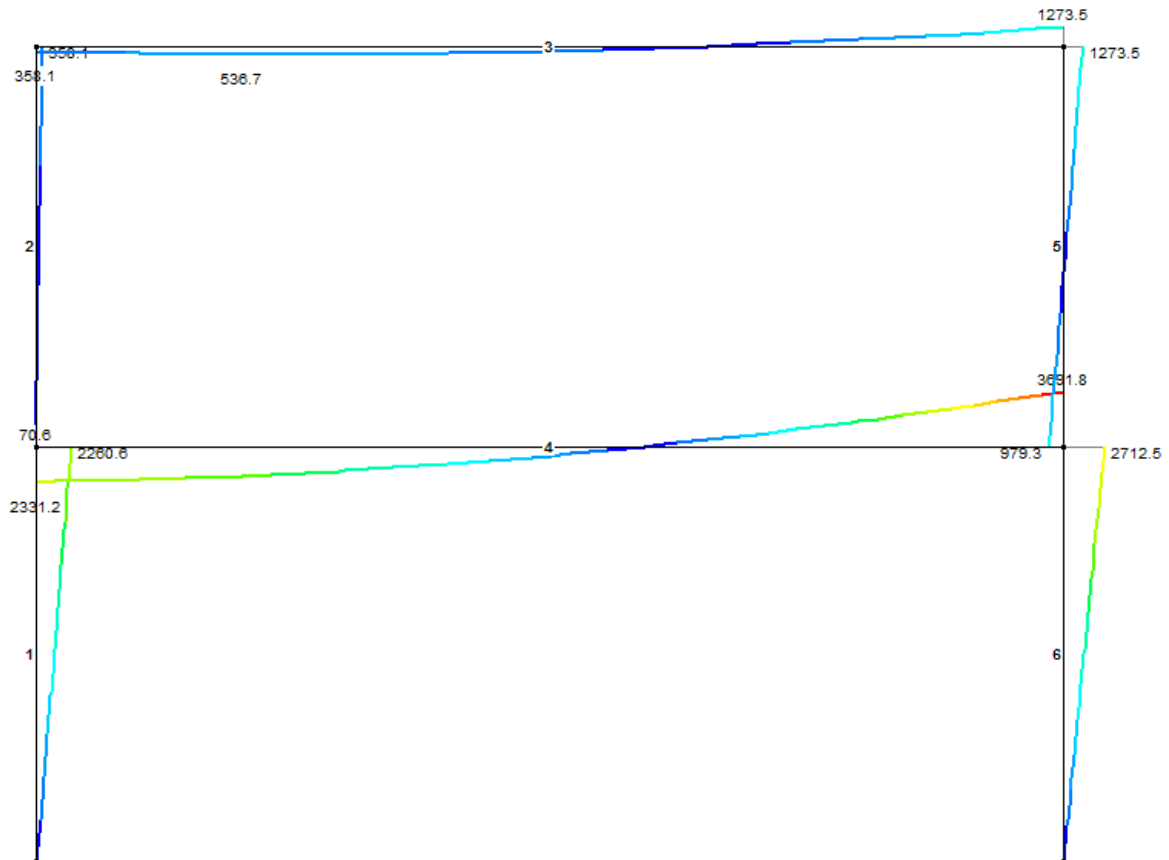
Scharnierend model

Balk eerste verdieping: 332,1 kN
 Balk dakverdieping: 419,9 kN

Ingeklemd model

Balk eerste verdieping: 597,2 kN
 Balk dakverdieping: 472,3 kN

Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage G. De normaalkrachten bedragen in het scharnierend model opnieuw de helft van de aangrijpende krachten. Voor het ingeklemd model worden momenten bekomen, weergegeven in figuur 4.11 .



Figuur 4.11: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht in Italië

Het grootste inklemmingsmoment bedraagt hier 3691,8 kNm in UGT-B.

4.2.4 Ductiliteit

Ook hier kan door rekening te houden met de ductiliteit veel materiaal bespaard worden. Indien dit gebeurt kan uit tabel 5.1 van Eurocode 8 een andere q-factor afgeleid worden die de kracht zal reduceren. In het voorbeeld hieronder wordt de constructie opnieuw verondersteld in Italië te staan, wat resulteert in een a_g -waarde van 4m/s^2 . De q-factor mag volgens 5.2.2.2 in Eurocode 8 beschouwd worden als volgt.

$$q = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6 \quad (4.2)$$

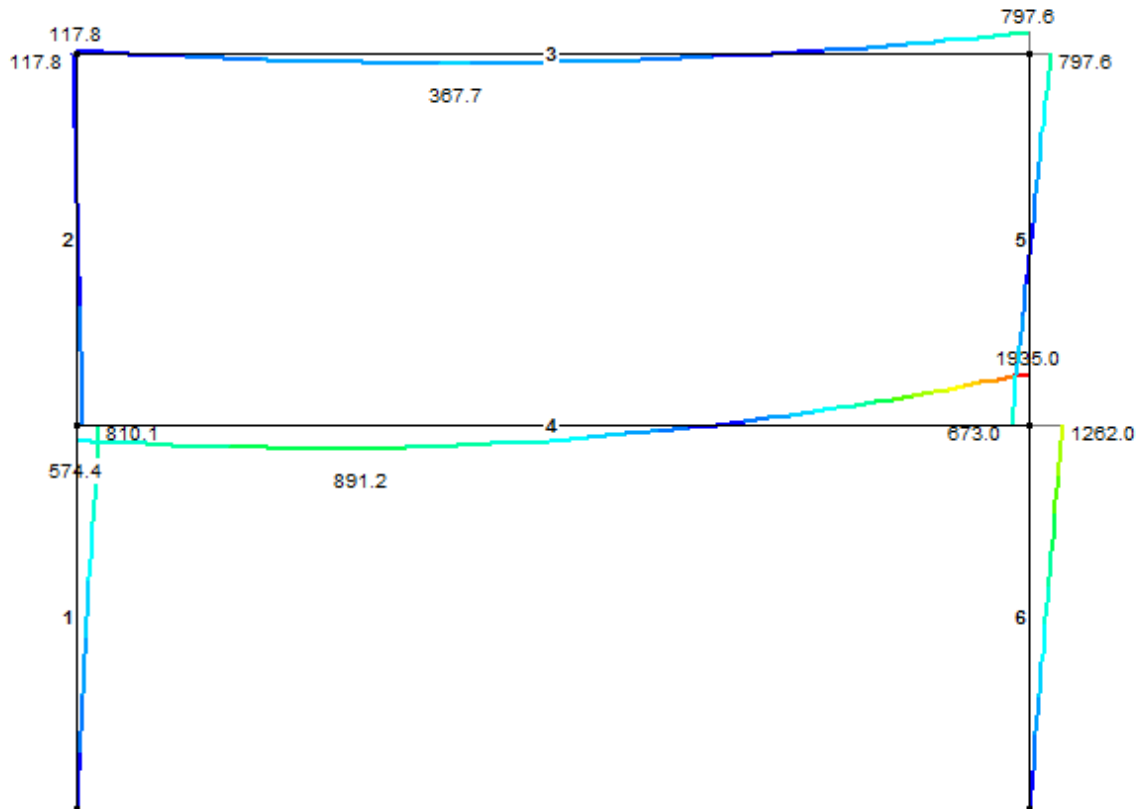
Het verschil met het model met één bouwlaag is dat hier de verhouding $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ anders mag verondersteld worden. Voor gebouwen met meerdere verdiepingen mag de factor $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ beschouwd worden als 1,2. Volgende aangrijpende krachten op de constructie worden bekomen na de nodige coëfficiënten aan te passen in vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6 en verder te rekenen volgens paragraaf 3.1.3. Een overzicht van de tussenresultaten van de berekening is terug te vinden in bijlage H.

Scharnierend model

Balk eerste verdieping: 138,4 kN
 Balk dakverdieping: 175,0 kN

Ingeklemd model

Balk eerste verdieping: 196,8 kN
Balk dakverdieping: 248,8 kN



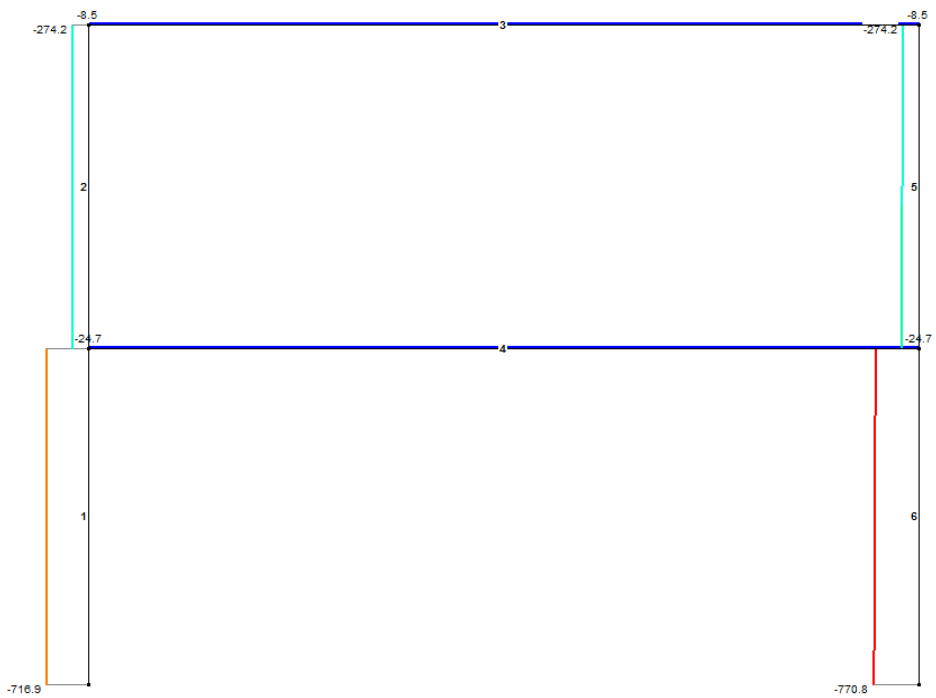
Figuur 4.12: Momenten ten gevolge van eigengewicht en horizontale kracht in Italië rekening houdend met de ductiliteit van de constructie

Het grootste inklemmingsmoment bedraagt hier 1935 kNm in UGT-B.

4.2.5 Windkrachten

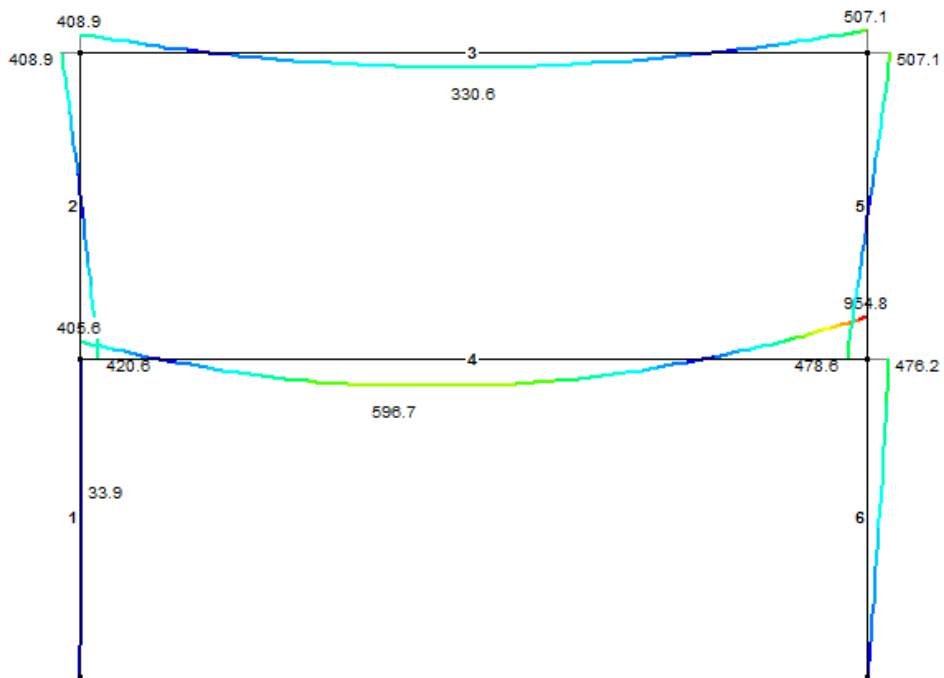
De windkrachten worden bepaald op de gevel. De lijnbelasting op de kolom is afkomstig van een windbelasting op een gevelvlak van 7,6 meter breed. De lijnbelasting op de kolommen bedragen 9,6 kN/m aan de drukzijde en 5,9 kN/m aan de zuigzijde. Deze krachten toepassen op de constructie geeft ons volgende resultaten weergegeven in figuren 4.13 en 4.14.

Scharnierend model:



Figuur 4.13: Normalkrachten ten gevolge van de wind op het model "Dubbele bouwlaag" met scharnierende verbindingen

Ingeklemd model:



Figuur 4.14: Momenten ten gevolge van de wind op het model "Dubbele bouwlaag" met ingeklemde verbindingen

4.2.6 Samenvattende tabel

4.2.6.1 Scharnierende verbindingen

Tabel 4.3: Actiekrachten en normaalkrachten op beide niveaus van het model "Dubbele bouwlaag"

Omschrijving	Aangrijpende kracht Niveau +1 in kN	Aangrijpende kracht Dak in kN	N in verbinding Niveau +1 in kN	N in verbinding Dak in kN
België	38,2	48,3	19,1	24,2
Italië	332,1	419,9	166,1	210,0
Ductiliteit in Italië	138,4	175,0	69,2	87,5
Wind			24,7	8,5

4.2.6.2 Momentvaste verbindingen

Tabel 4.4: Actiekrachten en inklemmingsmomenten op beide niveaus van het model "Dubbele bouwlaag"

Omschrijving	Aangrijpende kracht Niveau +1 in kN	Aangrijpende kracht Dak in kN	M in verbinding Niveau +1 in kNm	M in verbinding Dak in kNm
België	64,2	81,1	1089,4	568,5
Italië	597,2	472,3	3691,8	1273,5
Ductiliteit in Italië	196,8	248,8	1935,0	797,6
Wind			954,8	507,1

5 Discussie

Hierbij kunnen nu de vergelijkingen gemaakt worden tussen de beide modellen enerzijds en de verschillende vergelijkende berekeningen anderzijds. De modellen met enkele en dubbele bouwlaag verschillen onderling van vorm maar ook van afmetingen. Ook dit heeft een invloed gehad op de resultaten. De vergelijkingen met plaatsafhankelijkheid en het rekening houden met de ductiliteit veroorzaakten andere momenten en normaalkrachten in de balken.

5.1 Model "Enkele bouwlaag"

5.1.1 Scharnierend model

Voor dit systeem is de normaalkracht steeds de helft van de aangrijpende kracht op de balk aangezien deze verdeeld wordt over de twee steunpunten. Dit zorgt voor een extra horizontale belasting op de verbinding. Enerzijds kan hierop ingespeeld worden door de diameter van de deuvels te vergroten. Anderzijds dient ook de wapening van het balkuiteinde en de console te worden gecontroleerd.

Door de constructie in Italië te veronderstellen, zullen de krachten verviervoudigen. De deuvels en wapening in de knopen worden hierdoor veel groter en haast onuitvoerbaar. De oplossing hiervoor wordt geboden door het gebruik van ductiliteit. Door het goed dimensioneren van de knopen en een uitgebreide controle op de ductiliteit van het materiaal kan de actiekracht sterk gereduceerd worden. De reden hiervoor is het verhogen van de q-factor waardoor er verondersteld wordt meer energieoverdracht te zijn in de knopen. Niet enkel de actiekracht wordt hiermee gedimensioneerd, ook zal het materiaal meer krachten kunnen opvangen door middel van het ductiele gedrag. Voor het model in België is dit een overbodige optie, de krachten zijn hier immers minder groot dan in de seismisch gevoeliger regio.

Ook in het financiële aspect zullen deze parameters meespelen. In België kan best met een simpele deuvelverbinding gewerkt worden die op de traditionele elastische manier gedimensioneerd wordt. In Italië zal er de keuze moeten gemaakt worden. De exacte detaillering en de controle op ductiliteit vereist meer voorstudie en dus ook meer geld. Een andere optie is het gebruik van zeer uitgebreide knopen die grote kracht opvangen. Dit zal echter de meest kostelijke oplossing zijn.

De windkracht grijpt aan als een verdeelde belasting op de kolom. Deze veroorzaakt een zeer kleine normaalkracht in de balk. De reden hiervoor is dat de kolommen zijn ingeklemd in de fundering. De krachten zullen voor het grootste deel afgedragen worden naar de fundering, deze dient dus gedimensioneerd te worden op de windkrachten.

5.1.2 Ingeklemd model

Ook hier zit er weer een factor 4 op het verschil tussen België en Italië. De momentvastheid waarop de knoop moet gedimensioneerd worden is steeds kleiner dan 1000 kNm en dus uitvoerbaar. Voor Italië is het weer het beste om gebruik te maken van ductiliteit.

Voor de momentvaste verbindingen dienen in België, voor dit model, geen extra maatregelen genomen te worden bij aardbevingen in vergelijking met de windkrachten.

Het inklemmingsmoment veroorzaakt door de wind is immers groter dan dit van de aardbeving. De reden hiervoor is dat dit een licht gebouw is en dus ook een lage massa heeft. De kracht die de aardbeving induceert is afhankelijk van de massa van het gebouw en zal hier dus lager liggen. De wind is dan weer afhankelijk van de hoogte van het gebouw. De 16 meter hoge gevels zullen hier veel wind opvangen en dus een hogere kracht creëren in de kolom. De kracht wordt grotendeels afgedragen via de momentvaste verbinding tussen de balk en kolom en dus een grotere moment veroorzaken ter hoogte van deze verbinding.

5.1.3 Verschil tussen scharnier en inklemming

De krachten in het model met ingeklemde balken zijn lager dan deze in het scharnierend model. De oorzaak hiervan is het gebruik van de stijfheid bij de berekening van deze krachten. Bij het scharnierend model zit de stijfheid van het model vooral in de kolommen. Deze zijn 1000x600mm doorsnede en dus zeer sterk gedimensioneerd. Dit resulteert in een hoge stijfheid en dus hoge krachten. Het ingeklemd model haalt zijn stijfheid uit de balk. Deze is in dit model 22 meter lang en kan dus weinig weerstand bieden aan de stijfheid, de krachten zullen hier lager liggen.

De wind heeft weinig invloed op de kolom-balkverbinding in het model met scharnierend verbindingen. De kracht wordt hier voornamelijk naar de fundering afgedragen. Bij het ingeklemd model dient hierop wel sterk gedimensioneerd te worden.

5.2 Model "Dubbele bouwlaag"

5.2.1 Scharnierend model

De uitgerekende kracht voor de volledige constructie dient hier verdeeld te worden over de twee balken van respectievelijk eerste verdieping en dak. Door de grotere hefboomsarm ten op zichte van het maaiveld zal de kracht in de balk van het dak groter zijn dan deze van de vloer. Ook hier zijn de normale krachten in beide balken de helft van de aangrijpende kracht op de balk.

De krachten in België en Italië verschillen ook hier weer met een factor 4, nadat de factor voor de grondversnelling is aangepast. Net als bij het model met enkele bouwlaag kan ook hier weer het gebruik van de ductiliteit van materiaal een hele besparing zijn. Enerzijds zal de kracht reduceren en de verbinding meer kracht kunnen opvangen.

De wind grijpt aan als een verdeelde belasting op de gevel, die vervolgens wordt overgedragen als een lijnlast naar de kolom. Het verschil tussen windlast en aardbeving is verschillend voor beide balken. De balk van de eerste verdieping is zwaarder belast tijdens het werken van de windkrachten. De oorzaak hiervan is dat deze balk de krachten van zowel de wind op de bovenste verdieping als op de onderste verdieping opvangt. Voor de balk van de dakverdieping geldt het omgekeerde, deze is zwaarder belast tijdens de aardbeving. De twee redenen hiervoor zijn een lage windkracht en een hoge kracht door aardbeving. De lage windkracht omdat het slechts de wind van één verdieping betreft, waarvan al een groot deel wordt afgedragen naar ondergelegen verdieping en fundering. De hoge aardbevingskracht komt er ten gevolge van de grote hefboomsarm tussen het maaiveld en deze balk.

5.2.2 Ingeklemd model

Ook hier dezelfde verschillen tussen België, Italië en ductiliteit. De momenten op de eerste verdieping zijn meer dan dubbel zo groot als deze op de dakverdieping. Toch zijn de horizontale krachten hier lager als deze op de dakverdieping. De reden hiervoor is dat het gewicht van de vloeren op deze balk terecht komt en dus resulteert in een grote verdeelde belasting op de balk. De verticale lasten op het dak zijn kleiner dan deze op de eerste verdieping. De hoofdfactor in het dimensioneren van de momenten zal dus het eigengewicht zijn.

Het verschil tussen wind en aardbeving is miniem en kan verondersteld worden als gelijk. Ook hier zullen verticale krachten op de constructie een grote rol spelen in het bepalen van het inklemmingsmoment.

5.2.3 Verschil tussen scharnier en inklemming

De krachten in het ingeklemd model zijn groter dan deze van het scharnierend model. Door de korte, stevige en meerdere balken in deze constructie zal de stijfheid groter zijn bij het dit model. De stijfheid van het systeem met ingeklemde knopen wordt immers bepaald door de stijfheid van de balken. De krachten in het model met scharnierende knopen zijn beduidend kleiner omwille van de lagere stijfheid hier. Een lagere stijfheid zorgt voor kleinere krachten op de constructie.

De wind verschilt van verdieping tot verdieping bij het scharnierend model. Bij het model met ingeklemde knopen is deze kracht echter goed te vergelijken met deze van de aardbeving.

5.3 Verschil tussen model "Enkele bouwlaag" en model "Dubbele bouwlaag"

Onderstaande tabel geeft de krachten weer die de knopen moeten opvangen in de constructie veronderstellend in België te staan.

Tabel 5.1: Verschil in normaalkrachten en inklemmingsmomenten voor het model "Enkele bouwlaag" en model "Dubbele bouwlaag"

	Enkele bouwlaag	Dubbele bouwlaag Niv. +1	Dak
Normaalkracht (kN)	26,2	19,1	24,2
Inklemmingsmoment (kNm)	647,8	1089,4	568,5

Bij het model met enkele bouwlaag is de normaalkracht groter omdat de kracht op het systeem met scharnierende knopen groter is door de zwaar gedimensioneerde kolommen. De stijfheid van de constructie wordt in het scharnierend model bepaald door de kolommen.

De inklemmingsmomenten verschillen sterk tussen beide modellen. Bij het model met dubbele bouwlaag is het grote moment te wijten aan de zware verticale lasten op de eerste verdieping. Het inklemmingsmoment van het dak is nagenoeg wel gelijk.

6 Dimensioneren van knopen

6.1 Momentvaste knoop

Om een knoop te bekomen in een prefab structuur die momenten kan overdragen, kan worden geopteerd voor de verbinding met mechanische koppelingen. Hierin worden de krachten van de balk via bouten naar de console of kolom overgedragen.

In het model met enkele bouwlaag bedraagt het maximale moment dat dient opgevangen te worden in de knoop 647,8 kNm. Met deze waarde kunnen we allereerst de benodigde bouten in de sectie belast op trek berekenen met de standaard formule uit betonberekening.

Wanneer gebruik gemaakt wordt van het verbindingstype HPKM 20 schrijft de technische fiche een betondekking van 43 mm (58 mm - $\phi/2$ (Tabel 2 en Figuur 4 in bijlage I)) voor. Verder wordt een kwaliteit van S355J2+N voor de koppelplaat en B500B/BSt500S voor de ankerstaven. Er is ruimte voor een bout type M30 (uitgaande van een fijne schroefdraad), de staalkwaliteit hiervan wordt S355 beschouwd in onderstaande berekeningen.

De staaloppervlakte nodig om het moment op te vangen:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (6.1)$$

$$f_{yd} = 355/1,15 = 308 \text{ N/mm}^2 \quad (6.2)$$

$$d = H - \phi/2 - c = 1500 - 15 - 43 = 1442 \text{ mm} \quad (6.3)$$

$$A_s = \frac{647,8 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1442 \cdot 308} = 1621 \text{ mm}^2 \quad (6.1)$$

Met de bekomen waarde van $A_s = 1621 \text{ mm}^2$ kan het benodigd aantal verbindingsschoenen worden berekend. Dit gebeurt op basis van bouten met een diameter van 30 mm als standaard voor het type HPKM 20.

$$n = \frac{A_s \cdot 4}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{1621 \cdot 4}{\pi \cdot 30^2} = 3 \quad (6.4)$$

Om een moment van 328,2 kNm zullen 3 verbindingsschoenen HPKM 20 in de balk voorzien moeten worden. Ook voor de schikking hiervan geeft de technische fiche (tabel 1) minimum standaard afmetingen. Hiermee is het mogelijk om te checken of het in praktijk mogelijk is het nodige aantal schoenen in de balk te voorzien.

De breedte nodig voor een schoen HPKM 20 te plaatsen is 120mm. Om de optredende momenten op te vangen zijn 3 zulke schoenen nodig welke tezamen 360 mm in de breedte zullen beslagen. Deze configuratie zal geen probleem opleveren aangezien de balk een breedte van 500 mm heeft.

Verder is het ook nodig de drukzone te controleren. De drukkracht C wordt bepaald door het aangrijpende moment te delen door de hefboomsarm:

$$C = M/(H/2) = 647,8 \cdot 10^3 / (1500/2) = 863,7 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Deze drukkracht zal in deze berekening worden opgevangen door de beton sectie:

In de helft van de balk zal er druk op treden, dit geeft volgende oppervlakte om de drukkracht op te nemen:

$$A_c = B \cdot (H/2) = 500 \cdot 750 = 375000 \text{ mm}^2 \quad (6.6)$$

De maximaal opneembare kracht in de sectie, uitgaande van een betonkwaliteit C50/60:

$$f_{cd} = 0,8 \cdot 50/1,5 = 26,7 \text{ N/mm}^2 \quad (6.7)$$

$$\sigma = F/A \quad (6.8)$$

$$F = 26,7 \cdot 375000 = 10 \cdot 10^6 \text{ N} = 10 \text{ 000 kN} > 863,7 \text{ kN} \quad (6.9)$$

De sectie zal de drukkracht zeker kunnen opvangen.

In het model met dubbele bouwlaag bedraagt het maximale moment dat dient opgevangen te worden in de knoop 1089,4 kNm. Met deze waarde kunnen we allereerst de benodigde bouten in de sectie belast op trek berekenen met de standaard formule uit betonberekening.

Wanneer gebruik gemaakt wordt van het verbindingstype HPKM 39 schrijft de technische fiche een betondekking van 46 mm (72mm - $\phi/2$ (Tabel 2 in bijlage I)) voor. Verder wordt een kwaliteit van S355J2+N voor de koppelplaat en B500B/BSt500S voor de ankerstaven. Er is ruimte voor een bout type M52 (uitgaande van fijne schroefdraad), de staalkwaliteit hiervan wordt S355 beschouwd in onderstaande berekeningen.

De staaloppervlakte nodig om het moment op te vangen:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (6.1)$$

$$f_{yd} = 355/1,15 = 308 \text{ N/mm}^2 \quad (6.2)$$

$$d = H - \phi/2 - c = 700 - 26 - 46 = 628 \text{ mm} \quad (6.3)$$

$$A_s = \frac{1089,4 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 628 \cdot 308} = 6258 \text{ mm}^2 \quad (6.1)$$

Met de bekomen waarde van $A_s = 6258 \text{ mm}^2$ kan het benodigd aantal verbindingsschoenen worden berekend. Dit gebeurt op basis van bouten met een diameter van 52 mm als standaard voor het type HPKM 39.

$$n = \frac{A_s \cdot 4}{\pi \cdot \phi^2} = \frac{6258 \cdot 4}{\pi \cdot 52^2} = 3 \quad (6.4)$$

Om een moment van 1089,4 kNm zullen 3 verbindingsschoenen HPKM 39 in de balk voorzien moeten worden. Ook voor de schikking hiervan geeft de technische fiche (tabel 1) minimum standaard afmetingen. Hiermee is het mogelijk om te checken of het in praktijk mogelijk is het nodige aantal schoenen in de balk te voorzien.

De breedte nodig voor een schoen HPKM 39 te plaatsen is 180mm. Om de optredende momenten op te vangen zijn 3 zulke schoenen nodig welke tezamen 540 mm in de breedte zullen beslagen. Deze configuratie past net in de balk aanwezig in de constructie.

Vervolgens zal ook de drukzone moeten gecontroleerd worden.. De drukkracht C wordt bepaald door het aangrijpende moment te delen door de hefboomsarm:

$$C = M/(H/2) = 1089,4 \cdot 10^3 / (700/2) = 3112,6 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Deze drukkracht zal in deze berekening worden opgevangen door de beton sectie:

In de helft van de balk zal er druk op treden, dit geeft volgende oppervlakte om de drukkracht op te nemen:

$$A_c = B \cdot (H/2) = 540 \cdot 350 = 189000 \text{ mm}^2 \quad (6.6)$$

De maximaal opneembare kracht in de sectie, uitgaande van een betonkwaliteit C50/60:

$$f_{cd} = 0,8 \cdot 50/1,5 = 26,7 \text{ N/mm}^2 \quad (6.7)$$

$$\sigma = F/A \quad (6.8)$$

$$F = 26,7 \cdot 189000 = 5,5 \cdot 10^6 \text{ N} = 5046 \text{ kN} > 3112,6 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Hieruit valt te besluiten dat de balk ook de drukkracht geïntroduceerd door het aangrijpende moment zal kunnen opvangen.

6.2 Scharnierende verbinding

Om een scharnierende verbinding te bekomen werd gekozen voor een deuvelverbinding. Dit is de meest gebruikte verbinding in België en wordt meestal uitgevoerd met twee deuvels. De oplegging gebeurt op een console, die op zich ook nog eens moet voorzien worden van eventuele extra wapening. Ter hoogte van het gat in de balk dient ook extra wapening te worden voorzien. Dit is een kleinere doorsnede en dus ook het zwakke punt van de balk.

6.2.1 Deuvels

Na het vinden van de horizontale kracht is het makkelijk een maat voor de deuvel te berekenen. De formule voor de toegelaten schuifspanningen in de deuvel wordt gegeven door het spanningscriterium van Von Mises. De maximale karakteristieke normaalspanning van de meeste deuvels in België bedraagt 500 N/mm² en kan via onderstaande formule worden omgevormd.

$$\frac{500}{1,15} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad (6.10)$$

$$\tau = \frac{500}{1,15 \cdot \sqrt{3}} \quad (6.11)$$

Het afschuifvlak is de doorsnede van de deuvel en dus cirkelvormig. Via de algemene spanningsformule en de oppervlakte van een cirkel kan zo een diameter voor de deuvel gevonden worden.

$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{F}{\left(\frac{d}{2}\right)^2 \cdot \pi} \rightarrow d = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\tau \cdot \pi}} \quad (6.12)$$

Indien er meerdere deuvels gebruikt worden kan de kracht gedeeld worden door het aantal, zodat elke deuvel evenveel kracht opneemt.

De grootste normaalkracht optredend in het model voor België is 26,2 kN in het model met enkele bouwlaag. Als hiervoor de formule voor de deuveldoorsnede wordt ingevuld wordt het volgende bekomen.

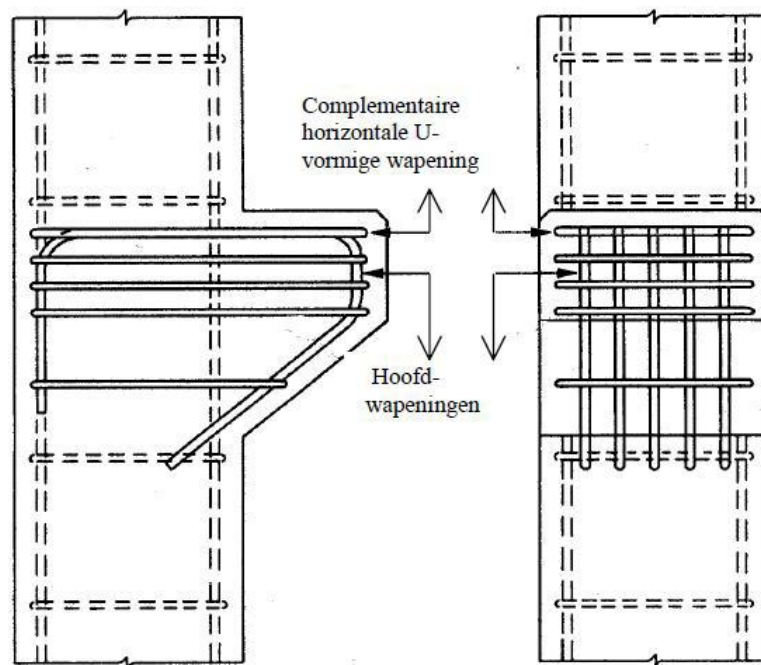
$$\tau = \frac{500}{1,15 \cdot \sqrt{3}} = 251 \text{ N/mm}^2 \quad (6.11)$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\tau \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 13,1}{251 \cdot \pi}} = 10 \text{ mm} \quad (6.13)$$

Als kracht wordt slechts de helft gebruikt aangezien deze wordt verdeeld over twee deuvels. Voor deze verbinding zijn dus 2 deuvels van diameter 10mm nodig.

6.2.2 Console

De wapening van de console bestaat uit een hoofdwapening en een bijlegwapening. Deze worden bij elkaar gehouden door een beugel.



Figuur 6.1: Schikking van de wapening in de console met U-vormige hoofdwapening en kleinere diameter bijlegwapening[20]

Voor de berekening van de hoofdwapening wordt rekening gehouden met zowel de verticale als de horizontale krachten. De aangrijpende krachten op het oplegpunt zijn F_{Ed} en H_{Ed} .

$$F_{Ed} = 167,2 \text{ kN}$$

$$H_{Ed} = 26,2 \text{ kN}$$

De verticale kracht is de reactiekracht ten gevolge van het gewicht en de variabele lasten op de balk. De horizontale kracht is de normaalkracht uit de balk die dient worden overgedragen naar de kolom.

$$F_s = F_h + F_v \cdot \cotg(\theta) \quad (6.14)$$

Hierbij wordt F_s bepaald als zijnde de kracht die de hoofdwapening dient op te vangen. De factor $\cot g(\theta)$ wordt bepaald door de afmeting van de console, in dit geval is deze waarde gelijk aan 0,75.

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} \quad (6.15)$$

Volgens de formule van spanning wordt vervolgens de nodige oppervlakte aan wapening bepaald en kan vervolgens de diameter bepaald worden.

$$F_s = 26,2 + 167,2 \cdot 0,75 = 151,6 \text{ kN} \quad (6.14)$$

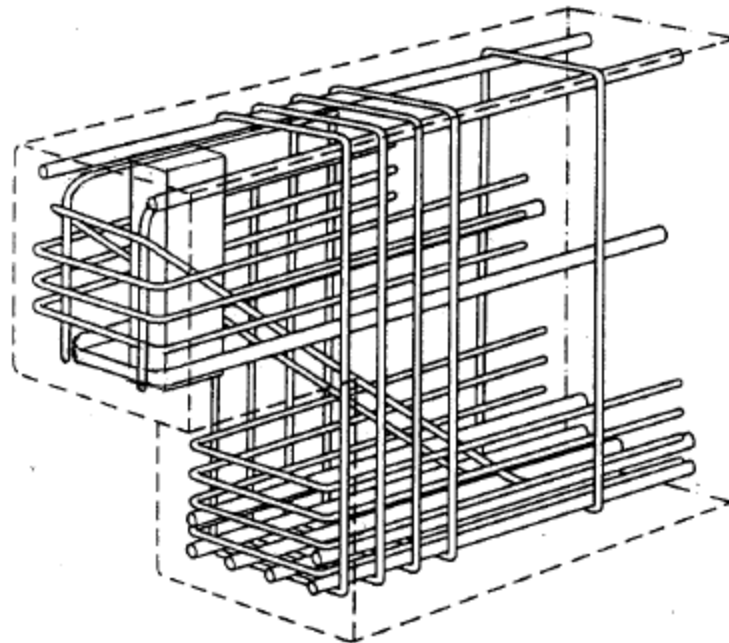
$$A_s = \frac{151,6 \cdot 10^3}{435} = 348,5 \text{ mm}^2 \quad (6.15)$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A/2}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 174,3}{435 \cdot \pi}} = 22 \text{ mm} \quad (6.16)$$

De wapening wordt gebogen als een U-vorm en kan dus opgedeeld worden in twee staven met diameter 22mm.

6.2.3 Balk

De balk heeft ongeveer hetzelfde staafwerkmodel als de console en dient dus dezelfde kracht op te vangen. Op het einde van de balk moeten dus twee staven in de vorm van een U als extra wapening gestoken worden. Hiermee wordt het zwakke punt ter hoogte van het gat voorzien van voldoende trekkracht. De balkwapening ziet er dan als volgt uit.



Figuur 6.2: Schikking van de wapening aan het uiteinde van de balk ter hoogte van het gat voor de deuvell[20]

7 Conclusie

Uit de literatuurstudie kan afgeleid worden dat tijdens aardbevingen zware schade optreedt aan de verbindingen tussen kolommen en balken. Deze vormen een belangrijk onderdeel van de dragende structuur van een gebouw. Het falen van deze verbindingen kan catastrofale gevolgen hebben. De typestructuur "sterke kolom zwakke balk" wordt beschouwd als het veiligste algemene systeem om een constructie op te bouwen. Om dit systeem optimaal te laten werken moeten de verbindingen de nodige krachten overbrengen tussen balk en kolom, dit gedurende de hele aardbeving. Hiervoor is het ook noodzakelijk de verbinding zelf degelijk te dimensioneren. Wanneer men dit wil doen aan de hand van bestaande droge prefab verbindingen zal men rekening moeten houden met hun krachtwerving alsook met de manier waarop ze reageren onder seismische belastingen. Ondervonden wordt dat in zwaar aardbevingsgevoelige gebieden de meeste standaard uitvoeringen niet geschikt zijn om zware aardschokken op te vangen. Dit was één van de aanleidingen voor enkele universiteiten om onderzoek te doen naar ductiele bouwknopen die tevens ook toe te passen zijn in het kader van droge en hybride prefab verbindingen. Deze zijn echter nog in een ontwikkelingsfase en vergen nog verder onderzoek naar hun efficiëntie en mogelijke toepassingsgebieden. Mochten deze verbindingen later blijken doeltreffend te zijn. Zullen ze door hun iets complexere detaillering pas economisch aantrekkelijk zijn wanneer ze worden toegepast in grote gebouwen en constructies.

Er zijn drie verschillende modellen om de horizontale krachten op te vangen, ingeklemde knopen, scharnierend knopen en een stijve kern. Uit het rekenmodel kan afgeleid worden dat de krachten op de constructie met ingeklemde kolom-balkverbinding en scharnierende kolom-balkverbinding sterk verschillen. Bij het systeem met ingeklemde verbindingen aan de balk en scharnierend aan de funderingen zal de stijfheid vooral uit de balken komen. De tijd en het geld zal bij deze constructie vooral in de knopen tussen balken en kolommen zitten. De fundering is scharnierend en kan dus goedkoper uitgevoerd worden. Bij het model van de ingeklemde funderingen en de scharnierend opgelegde balken zal dit net het omgekeerde zijn. Een duurdere fundering maar een goedkopere verbinding tussen balken en kolommen. De kolommen zorgen hier immers voor de stijfheid en zullen dus sterk gedimensioneerd moeten worden. De derde optie met een stijve kern werd niet verder onderzocht. De stijfheid van de constructie komt hier enkel uit deze kern, de dimensionering van deze is hier van uitermate belang hier.

Rekening houden met de ductiliteit geeft twee maal een voordeel. Door de omzetting van energie naar vervorming zal de aangrijpende kracht op de constructie kleiner zijn. Anderzijds kan de verbinding ook meer kracht opvangen door het gebruik van de ductiele eigenschappen van materialen. Bij deze maatregel komt wel veel detailleringwerk kijken en een sterke controle op de eigenschappen van de materialen. In België zal dit niet zo vaak gedaan worden aangezien de krachten hier sowieso laag liggen. Uit het rekenmodel kan worden afgeleid dat het in een seismisch actieve regio als bijvoorbeeld Italië, dit wel een goede maatregel kan zijn, om de krachten op de constructie te doen dalen door het gebruik van een andere q-factor.

Voor het Belgische gebied kan gesteld worden dat de belasting ten gevolge van een aardbeving zich in dezelfde grootteorde bevindt als de windbelasting. Met deze windbelasting wordt standaard al rekening gehouden in het ontwerp van gebouwen en verbindingen. Het loont niet in België gebruik te gaan maken van speciaal ontwikkelde

knopen aangezien ze een te hoge investeringskost zijn voor de eerder beperkte krachten die ze zullen moeten opvangen. Een extra controleberekening tijdens het ontwerp van structuren voor de seismische belasting op de deugel- of mechanische verbinding is een meer economische oplossing.

Bibliografie

- [1] L. Liberatore and L. S. D. L. L. D. Decanini, "Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes," *Engineering Failure Analysis*, vol. 34, 2013.
- [2] M. Tapan, M. Comert, C. Demir, Y. Sayan, K. Orakcal, and A. Ilki, "Failures of structures during the October 23, 2011 Tabanlı (Van) and November 9, 2011 Edremit (Van) earthquakes in Turkey," *Engineering Failure Analysis*, vol. 34, 2013.
- [3] "EN1998-3," in *Assessment and retrofitting of buildings*, ed, 1998.
- [4] S. Pampanin. (2005, June 2005) Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings. *Journal of Advanced Concrete technology*.
- [5] H. Sucuoglu, "Effect of Connection Rigidity on Seismic Response of Precast Concrete Frames," *PCI Journal*, 1995.
- [6] D. Bournas, P. Negro, F. J. Molina, and B. V. G. Magonette, "Pseudodynamic testing of the safecast 3-storey precast concrete building," Joint Research Centre, Ispra2012.
- [7] FEBE, "Les 4 - Constructieve verbindingen," in *Vloerelementen*, ed, 2012.
- [8] P. Negro and G. Toniolo, "Design guidelines for connections of precast structures under seismic actions," Joint Research Centre, Ispra2012.
- [9] P. group, "HPKM Column Shoe," *Technical Manual*, p. 20, 2012.
- [10] P. group, "HPM and PPM Bolts," p. 16, 2009.
- [11] G. Metelli and P. Riva, "Behaviour of a beam to column "dry" joint for precast concrete elements," presented at the World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [12] H. K. Choi, Y. C. Choi, and C. S. Choi, "Development and testing of precast concrete beam-to-column connections," *Engineering Structures*, vol. 56, 2013.
- [13] B. H. Oh and K. J. Shin, "Cracking, ductility and durability characteristics of HPFRCC with various mixture proportions and fibers," *Seoul National University*.
- [14] http://www.diracdelta.co.uk/science/source/s/t/stress-strain%20diagram/source.html#.U3XIIPi_srh.

- [15] J. Fitoury, "Ontwerpen van betonnen constructies belast door aardbevingen," *TU Delft*, p. 52, 2007.
- [16] NPCAA, "Precast connections and fixings," *National Precaster*, vol. 23, p. 7, 2000.
- [17] I. N. Psycharis and H. P. Mouzakis, "Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading," *Engineering Structures*, vol. 41, 2012.
- [18] R. Daniëls and R. A. C. Riep, "Bepaling van de plastische lengte van een plastisch scharnier in beton als functie van de wapening," p. 81, 2006.
- [19] "NBN EN 1998-1," 1998.
- [20] "NBN EN 1992-1."

Bijlage A: Model "Enkele bouwlaag" met scharnierende verbindingen

Overzicht: **K (x10³)** **T (s)**
 3684,5 **0,60** Paragraaf 3.1.2

ag	1	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	II.C	S	Tb	Tc	Td
		1,5	0,1	0,25	1,2

T	0,60	Vergelijking 3.2
Sd	1,05	Vergelijking 3.5

M	33.350,0 kg	Vergelijking 3.8
Fb	34.868,8 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	52.303,2 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B

Bijlage B: Model “Enkele bouwlaag” met momentvast verbindingen

Overzicht: K (x10³) T (s)
 2657,7 0,70 Paragraaf 3.1.2

ag	1	Variabele waarden voor vergelijking 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	II.C	S	Tb	Tc	Td
		1,5	0,1	0,25	1,2

T	0,70	Vergelijking 3.2
Sd	0,89	Vergelijking 3.5

M	33.350,0 kg	Vergelijking 3.8
Fb	29.614,3 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	44.421,4 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B

Bijlage C: Model "Enkele bouwlaag" in Italië

Bijlage C.1: Scharnierend model

Overzicht: K (x10³) T (s)
 3684,5 0,60 Paragraaf 3.1.2

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	0,60	Vergelijking 3.2
Sd	7,67	Vergelijking 3.5

M	33.350,0 kg	Vergelijking 3.8
Fb	255.683,3 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	383.525,0 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B

Bijlage C.2: Ingeklemd model

Overzicht: K (x10³) T (s)
 2657,7 0,70 Paragraaf 3.1.2

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	0,70	Vergelijking 3.2
Sd	6,54	Vergelijking 3.5

M	33.350,0 kg	Vergelijking 3.8
Fb	217.961,0 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	326.941,6 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B

Bijlage D: Model "Enkele bouwlaag" met ductiliteit

Bijlage D.1: Scharnierend model

Overzicht: **K (x10³)** **T (s)**
 3684,5 **0,60** Paragraaf 3.1.2

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	3,3	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	0,60	Vergelijking 3.2
Sd	3,48	Vergelijking 3.5

M	33.350,0 kg	Vergelijking 3.8
Fb	116.219,7 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	174.329,5 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B

Bijlage D.2: Ingeklemd model

Overzicht: **K (x10³)** **T (s)**
 2657,7 **0,70** Paragraaf 3.1.2

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	3,3	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	0,70	Vergelijking 3.2
Sd	2,97	Vergelijking 3.5

M	33.350,0 kg	Vergelijking 3.8
Fb	99.073,2 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	148.609,8 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B

Bijlage E: Model "Dubbele bouwlaag" met scharnierende verbindingen

Overzicht

	K ($\times 10^3$)	Omega	T	
k11	49.448,60	4,43	1,42 s	Paragraaf 3.1.3
k12/21	-15.933,60			
k22	6.520,70			

ag	1	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	II.C	S	Tb	Tc	Td
		1,5	0,1	0,25	1,2

T	1,42 s	Vergelijking 3.11
Sd	0,37	Vergelijking 3.6

M	154.444 kg	Vergelijking 3.8
Fb	57.684 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	86.526 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B
F1	38.212 N	Vergelijking 3.12
F2	48.314 N	Vergelijking 3.13

	Dak	NIV+1
Kracht	48.314 N	38.212 N

Bijlage F: Model "Dubbele bouwlaag" met ingeklemde verbindingen

Overzicht

	K (x10 ³)	Omega	T	
k11	34.917,50	6,31	1,00 s	Paragraaf 3.1.3
k12/21	-23.322,80			
k22	19.847,40			

ag	1	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	II.C	S	Tb	Tc	Td
		1,5	0,1	0,25	1,2

T	1,00 s	Vergelijking 3.11
Sd	0,63	Vergelijking 3.5

M	154.444 kg	Vergelijking 3.8
Fb	96.871 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	145.307 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B
F1	64.171 N	Vergelijking 3.12
F2	81.135 N	Vergelijking 3.13

	Dak	NIV+1
Kracht	81.135 N	64.171 N

Bijlage G: Model "Dubbele bouwlaag" in Italië

Bijlage G.1: Scharnierend model

Overzicht

	K (x10 ³)	Omega	T	
k11	49.448,60	4,43	1,42 s	Paragraaf 3.1.3
k12/21	-15.933,60			
k22	6.520,70			

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	1,42 s	Vergelijking 3.11
Sd	3,25	Vergelijking 3.6

M	154.444 kg	Vergelijking 3.8
Fb	501.349 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	752.024 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B
F1	332.113 N	Vergelijking 3.12
F2	419.911 N	Vergelijking 3.13

	Dak	NIV+1
Kracht	419.911 N	332.113 N

Bijlage G.2: Ingekleemd model

Overzicht

	K (x10³)	Omega	T	
k11	34.917,50	6,31	1,00 s	Paragraaf 3.1.3
k12/21	-23.322,80			
k22	19.847,40			

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	1,5	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	1,00 s	Vergelijking 3.11
Sd	4,62	Vergelijking 3.5

M	154.444 kg	Vergelijking 3.8
Fb	712.971 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	1.069.456 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B
F1	472.300 N	Vergelijking 3.12
F2	597.157 N	Vergelijking 3.13

	Dak	NIV+1
Kracht	597.157 N	472.300 N

Bijlage H: Model "Dubbele bouwlaag" met ductiliteit

Bijlage H.1: Scharnierend model

Overzicht

	K (x10³)	Omega	T	
k11	49.448,60	4,43	1,42 s	Paragraaf 3.1.3
k12/21	-15.933,60			
k22	6.520,70			

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	3,6	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	1,42 s	Vergelijking 3.11
Sd	1,35	Vergelijking 3.6

M	154.444 kg	Vergelijking 3.8
Fb	208.896 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	313.343 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B
F1	138.381 N	Vergelijking 3.12
F2	174.963 N	Vergelijking 3.13

	Dak	NIV+1
Kracht	174.963 N	138.381 N

Bijlage H.2: Ingekleemd model

Overzicht

	K (x10 ³)	Omega	T	
k11	34.917,50	6,31	1,00 s	Paragraaf 3.1.3
k12/21	-23.322,80			
k22	19.847,40			

ag	4	Variabele waarden voor vergelijkingen 3.3 t.e.m. 3.6
n	1	
q	3,6	

grondtype/-soort	I.C	S	Tb	Tc	Td
		1,15	0,2	0,6	2

T	1,00 s	Vergelijking 3.11
Sd	1,92	Vergelijking 3.6

M	154.444 kg	Vergelijking 3.8
Fb	297.071 N	Vergelijking 3.7
UGT-B	445.607 N	Fb omgezet naar een kracht in UGT-B
F1	196.792 N	Vergelijking 3.12
F2	248.815 N	Vergelijking 3.13

	Dak	NIV+1
Kracht	248.815 N	196.792 N

Bijlage I: Technische fiche boutverbindingen



HPKM Column Shoe

For bolted column connections

Version: Peikko Group 8/2012



HPKM Column Shoe

For bolted column connections

System benefits

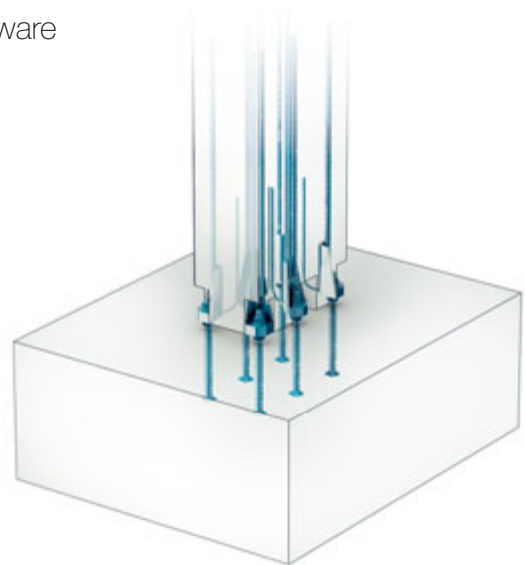
- Easy and fast erection of the column with good adjustment possibilities
- No need for temporary bracing during erection work
- Doesn't require in-situ welding
- Easy to design with free Peikko Designer[®] software

HPKM Column Shoe is a building product used to create cost-effective moment resisting connections between:

- precast concrete columns and foundations
- two precast concrete columns

The system consists of column shoes and anchor bolts. Column shoes are cast into precast concrete column whereas anchor bolts are cast into foundation or another column. On construction site the columns are erected on the anchor bolts, adjusted on the correct level and vertical position and fixed to the bolts. Finally the joint between column and base structure is grouted.

The column does not require any temporary bracing during erection stage. In final stage the grouted connection will act as a traditional reinforced concrete cross section. Typically four column shoes are enough to create a moment resisting connection. The product range includes also accessories for easy installation of the products.



Contents

About HPKM Column Shoe	4
1. Product properties	4
1.1 Structural behavior	5
1.1.1 Temporary conditions	5
1.1.2 Final conditions	5
1.2 Limitations for application	6
1.2.1 Loading and environmental conditions	6
1.2.2 Interaction with column	6
1.2.3 Positioning of the column shoe	7
1.3 Other properties	8
2. Resistances	9
2.1 Fire resistance	9
Selecting HPKM Column Shoe	10
Annex A – Supplementary reinforcement	12
Annex B – Alternative use of HPKM Column Shoe	14
Installation of HPKM Column Shoe	16
Install the Product – Precast factory	16
Install the Product – Construction site	18

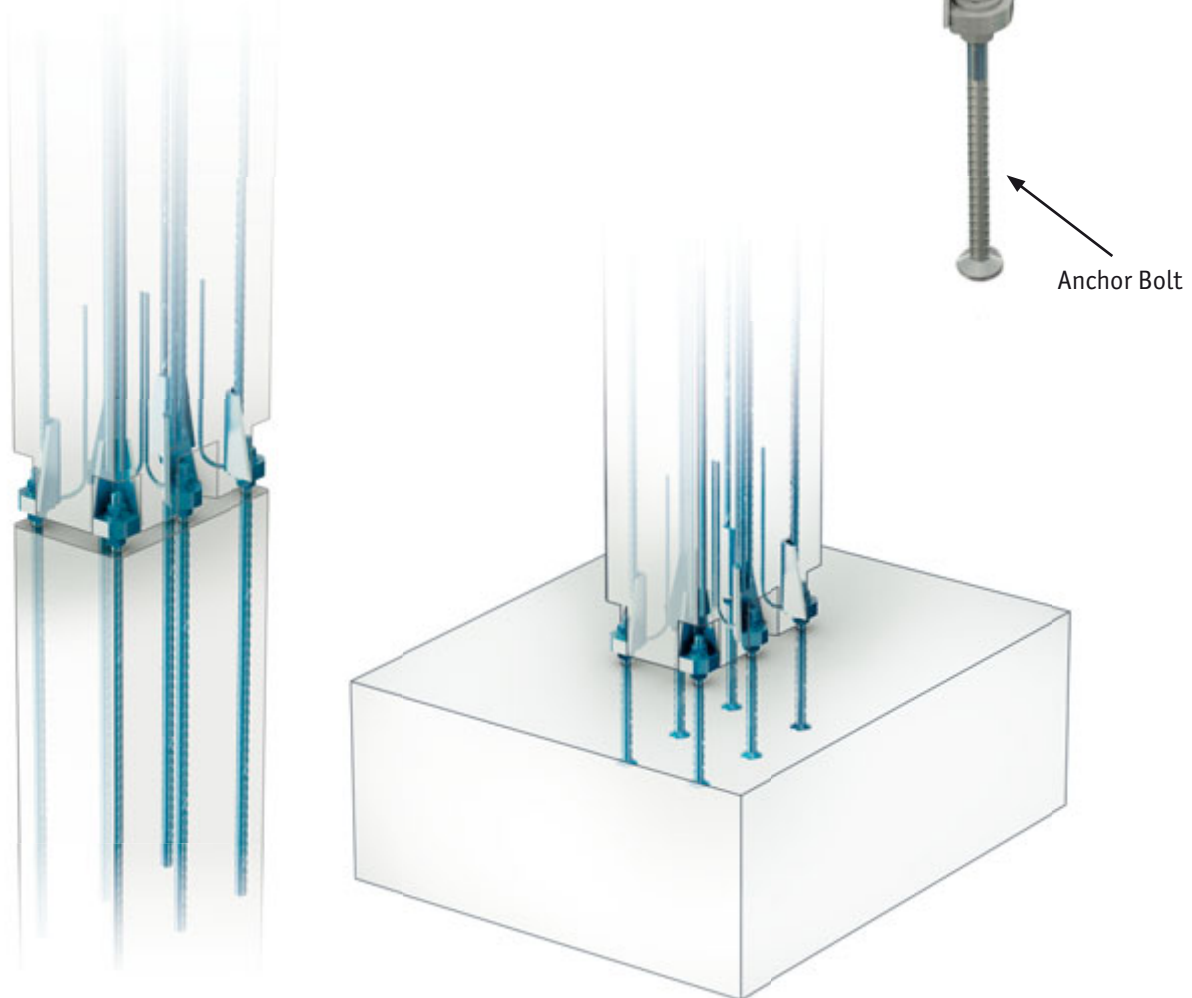
1. Product properties

HPKM Column Shoes are available in several standard models to solve the most of precast concrete column connections. The system consists of:

- Column shoe
- Anchor bolt
- Accessories: recess formers and installation templates

HPKM Column Shoes are used with HPM Anchor Bolts to create moment resisting precast concrete column connections. Column Shoes are cast into the bottom part of the column together with main and supplementary reinforcement, detailed in Annex A of this manual. HPM Anchor Bolts are either cast into foundation (column-foundation connection) or in the top part of lower column (column-column connection). Column shoe has a round hole that fits with the corresponding anchor bolt. The column connection is developed by fastening the anchor bolts to column shoes by using nuts and washers. The bolted connection offers sufficient assembly tolerances to adjust the column at the correct level and vertical position. To finalize the connection, the joint underneath the column and recesses are grouted with non-shrink grout material.

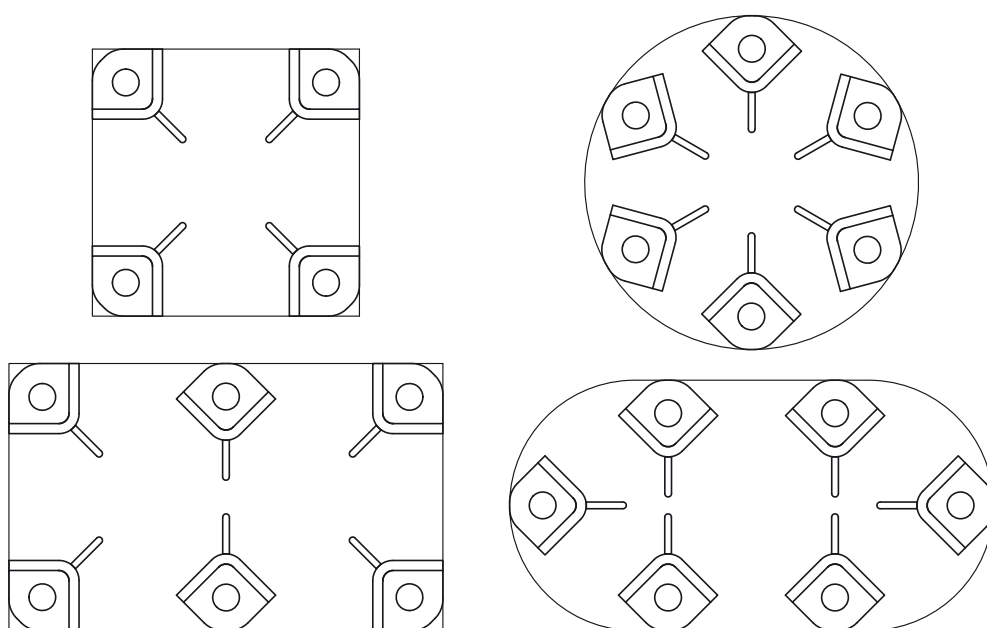
Figure 1 HPKM Column Shoes and HPM anchor bolts in column connection



The design values of resistances of HPKM Column Shoes are equal as the design values of resistances of corresponding HPM Anchor Bolts. For more information about anchor bolts, see the Technical Manual of HPM Anchor Bolts.

Column connections can be designed to resist normal forces, bending moments, shear forces and their combinations. The appropriate type of column shoe and anchor bolt to be used in connection may be selected and the resistance of the connection verified by using Peikko Designer® software (download from www.peikko.com). It is possible to use four or more column shoes in one column cross-section depending on the dimensions of the columns and the magnitude of forces to be transmitted.

Figure 2 Arrangement of HPKM Colum Shoes in different column cross sections



1.1 Structural behavior

HPKM Column Shoes are pre-designed so that they have sufficient resistance against maximal design values of tensile and compressive forces from the corresponding HPM Anchor Bolts.

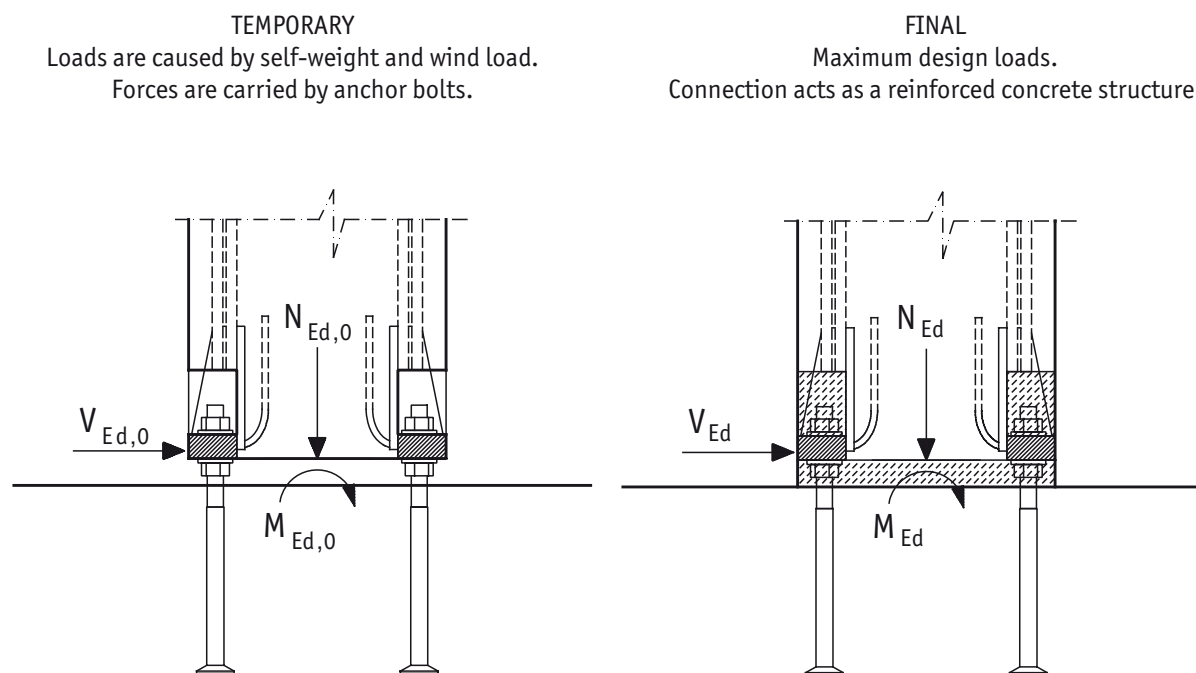
1.1.1 Temporary conditions

At erection stage the forces loading column shoes are caused principally by self-weight of the column and bending moment and shear force from wind load. Since the joint between the column and the base structure is not grouted, all the forces from the column shoes are carried solely by anchor bolts. The bolts must be designed for buckling and bending. If the size of the bolt is not sufficient for the load, size or quantity of bolts and column shoes should be increased. The gap underneath the column and recesses has to be grouted and grout has to be hardened before the column is loaded by other structures.

1.1.2 Final conditions

At final stage, after the grout has reached the designed strength, the connection acts as a reinforced-concrete structure. Column shoes in interaction with anchor bolts and grout material are able to resist bending moments and forces designed for final conditions.

Figure 3 Structural behavior of the column connection under temporary and final conditions.



1.2 Limitations for application

The standard models of HPKM Column Shoes are pre-designed to be used under conditions mentioned hereafter in this chapter. In the case when these conditions may not be satisfied, please contact Peikko Technical Support for individual design of HPKM Column Shoes.

1.2.1 Loading and environmental conditions

HPKM Column Shoes are designed to carry static loads. In the case of dynamic and/or fatigue loads, individual design has to be made.

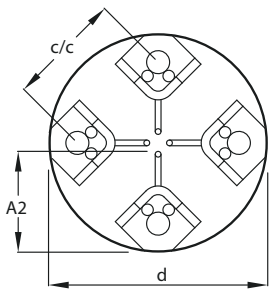
Column Shoes are designed to be used in indoors and dry conditions. When using HPKM Column Shoes in other conditions, the surface treatment, concrete cover or raw materials must be adequate according to environmental exposure class and intended operating life.

1.2.2 Interaction with column

HPKM Columns Shoes are pre-designed to be used in reinforced concrete columns with minimum dimensions summarized in Table 1. If column shoes must be placed in the column with smaller dimensions, please contact Peikko Technical Support.

Table 1 The minimum sizes [mm] of column cross sections for standard HPKM Column Shoes

	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
A1	115	120	125	140	180
b _{min}	230	240	250	280	360



	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
A2	135	145	150	175	225
d _{min}	270	290	300	350	450

$$c/c = \frac{d - 2E}{\sqrt{2}}, \text{ where } E \text{ is taken from dimensions table – Table 3}$$

The standard properties of HPKM Column Shoes are guaranteed in reinforced concrete columns made of concrete grade C30/37 or higher. The strength of grout material in the joint must be equivalent or higher than the designed concrete grade of the column. For minimum concrete grade for anchor bolts, see Technical Manual of HPM Anchor Bolts.

The structural properties of HPKM Column Shoes are guaranteed only if supplementary reinforcement is provided in the column in accordance with rules of Annex A of this Technical Manual. It is notable that the supplementary reinforcement is used in addition to the main reinforcement designed to resist internal forces in the column.

1.2.3 Positioning of the column shoe

The concrete cover of main anchor bars of column shoe is 40 - 46 mm when HPKM Column Shoe is located at the corner of column. If the HPKM Column Shoe is in the middle position, the concrete cover thickness is more than in corner position (see Figure 4 and Table 2).

Figure 4 Concrete cover of main anchor bars – corner and middle position of column shoe

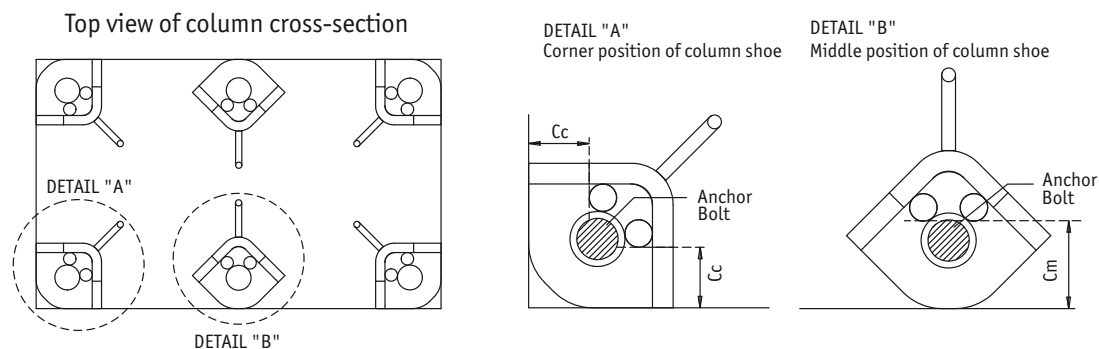


Table 2 Concrete cover of main anchor bars in corner or middle position of column shoe

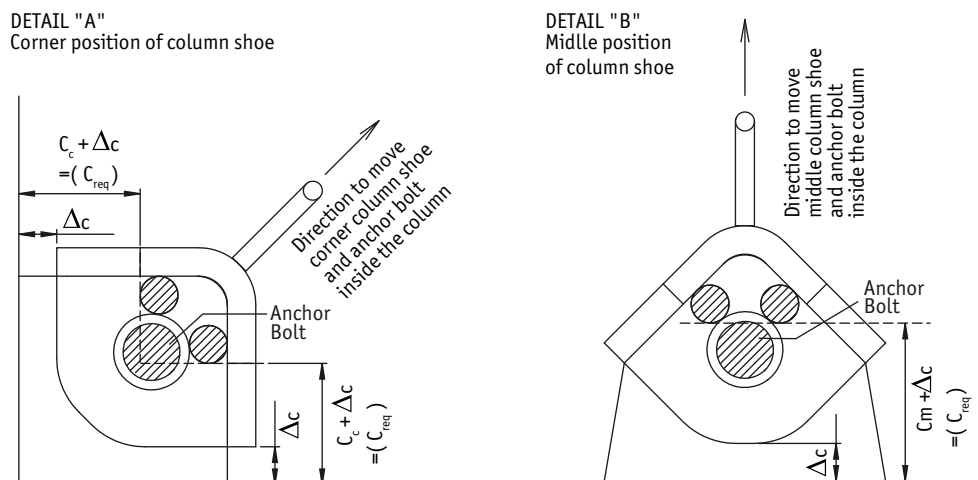
	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
Corner concrete cover C _c [mm]	40	42	42	44	46
Middle concrete cover C _m [mm]	55	58	60	63	72

If higher values of concrete cover are required ($c_{req} > c_c$ or $c_{req} > c_m$), HPKM Column Shoes need to be placed toward the column centre (see Figure 5). To prevent concrete to fill up the pocket during casting, the recess boxes may be used. When column shoes are located away from column surface, there are special request to prevent the concrete to fill up the the gap of Δ_c size. For detailed information see the installation chapter of HPKM Column Shoes.



NOTE! When column shoes are moved towards centre of the column, the anchor bolts should be moved accordingly in the bolt arrangement drawings.

Figure 5 Concrete cover of main anchor bars – determination of required concrete cover thickness c_{req}



1.3 Other properties

HPKM Column Shoes are fabricated of steel plates and reinforcing bars with the following material properties:

Steel plates	S355J2+N	EN 10025-2
Ribbed bars	B500B	EN 10080
	BSt500S/B500B	DIN 488

Peikko Group's production units are externally controlled and periodically audited on the basis of production certifications and product approvals by various organizations, including Inspecta Certification, VTT Expert Services, Nordcert, SLV, TSUS and SPSC among others.

Products are marked with the mark of Inspecta, the emblem of Peikko Group, the type of product and year and week of manufacturing.

Table 3 Dimensions [mm], weights [kg] and color codes of HPKM Column Shoes

	HPKM	HPKM	HPKM	HPKM	HPKM	manuf. tolerances
	16	20	24	30	39	
B	85	95	105	120	150	+3, -0
C	75	80	85	90	110	+2, -0
D	115	120	125	140	180	
E	50	50	50	50	60	± 1
H	725	875	1105	1430	1885	± 10
K	135	145	150	175	225	
t	15	20	30	45	50	
X	30	30	30	30	37	
Ø	28	31	35	40	55	+2, -0
weight	2,0	3,5	6,1	12,6	25,0	
color code	yellow	blue	gray	green	orange	

Lap lengths of anchor bars are defined according to concrete grade C30/37 in poor bond conditions.

2. Resistances

The resistances of HPKM Column Shoes are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-1:2005/AC:2009
- EN 1993-1-8:2005/AC:2005
- ETAG 001, Annex C:2010

HPKM Column Shoes are designed to withstand tensile or compressive forces corresponding to the design values of resistances of HPM Anchor Bolts. The maximum design values of resistances of individual HPKM Column Shoes are given in Table 4.

It is recommended to calculate the resistance of column connection with Peikko Designer® software.

Table 4 Design values of resistances of individual HPKM Column Shoes for concrete grade C30/37

Column Shoe	Anchor Bolt	N_{Rd} [kN]	
HPKM 16	HPM 16	61,7	
HPKM 20	HPM 20	96,3	
HPKM 24	HPM 24	138,7	
HPKM 30	HPM 30	220,4	
HPKM 39	HPM 39	383,4	

The resistance of HPKM Column Shoe is valid for tensile or compressive force N_{Rd}

2.1 Fire resistance

If the column shoe is exposed to action of fire, the characteristic value of resistance need to be determined. If the resistance is not sufficient, it is recommended to position the column shoe toward the centre of column – see chapter 1.2.3. The additional concrete cover will increase the fire resistance of column shoe.

The fire resistance of HPKM column shoes is 90 minutes when they are placed in the corner of the column. All types of shoes fulfill the requirements of the fire resistance class F90 according to DIN 4102-2 standard. Resistance values are based on simulation test.

Selecting HPKM Column Shoe

The following aspects have to be considered when selecting the appropriate type of HPKM Column Shoe to be used in a column connection:

- Resistance
- Properties of the column
- Properties of the grout
- Position and arrangement of the column shoes in the column

The resistance of column connection should be verified for the following design situations:

- Erection stage
- Final stage
- Fire situation

Peikko Designer®

Peikko Designer is free dimensioning software which is used for designing connections with Peikko's products. It can be downloaded from www.peikko.com. It is recommended to design the column connection by using Peikko Designer software. The typical procedure is done in the following steps:

USER INPUT

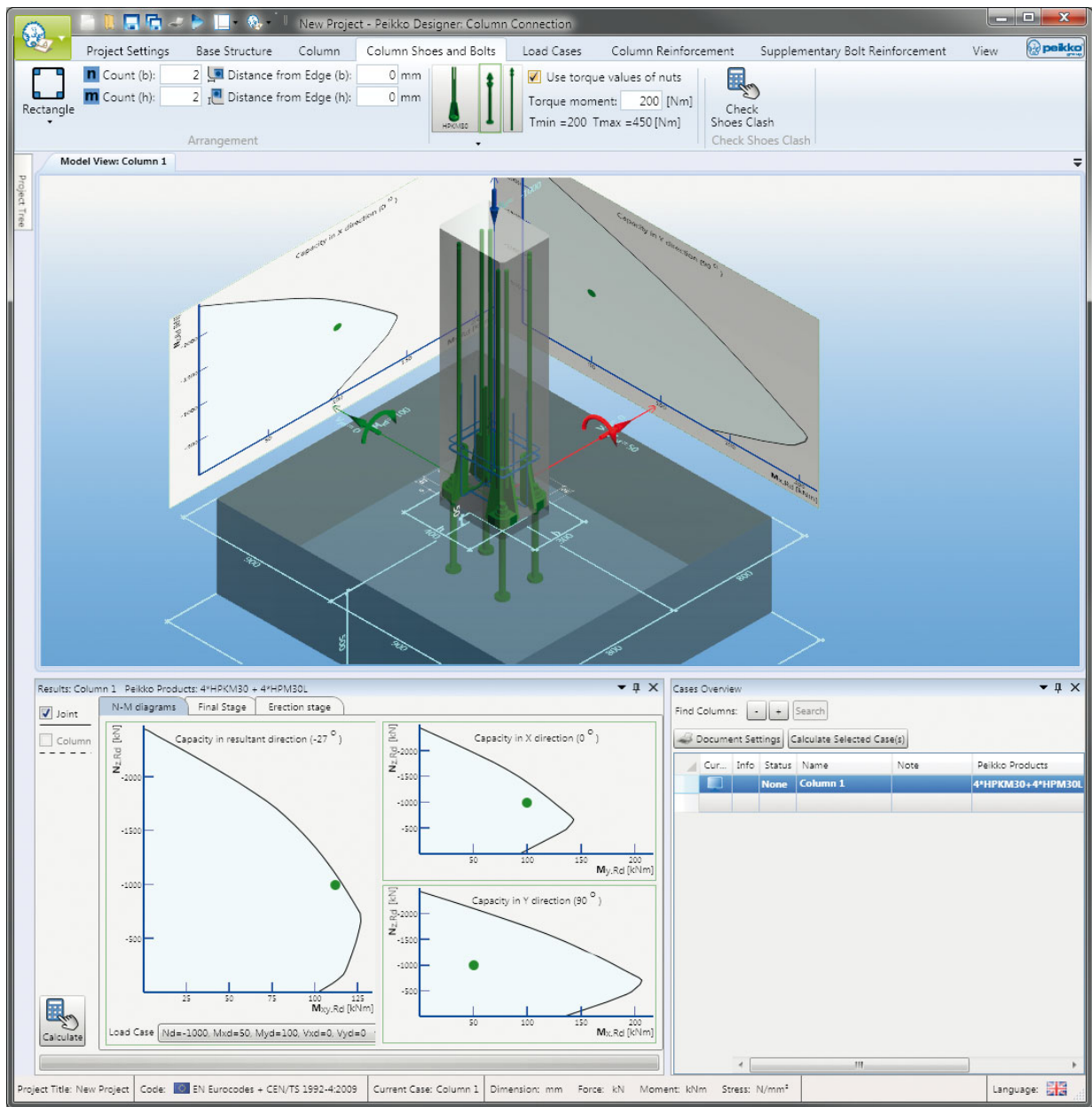
- Materials for column and grouting
- Geometry of the column
- Design values of the forces – erection and final stage
- Type of column shoe and anchor bolt
- Column shoe arrangement
- Column reinforcement (optional)

PEIKKO DESIGNER OUTPUT

- N-M diagram (axial force-bending moment diagram) of joint in final stage
- N-M diagram of reinforced column
- Calculation results for anchor bolts in final stage
- Calculation results for anchor bolts in erection stage
- Supplementary reinforcement details
- Summary of products in the project

It is easy and fast to determine the most economical design according to Peikko Designer® outputs.

Figure 6 User interface of Peikko Designer® – module of column connection



Annex A – Supplementary reinforcement

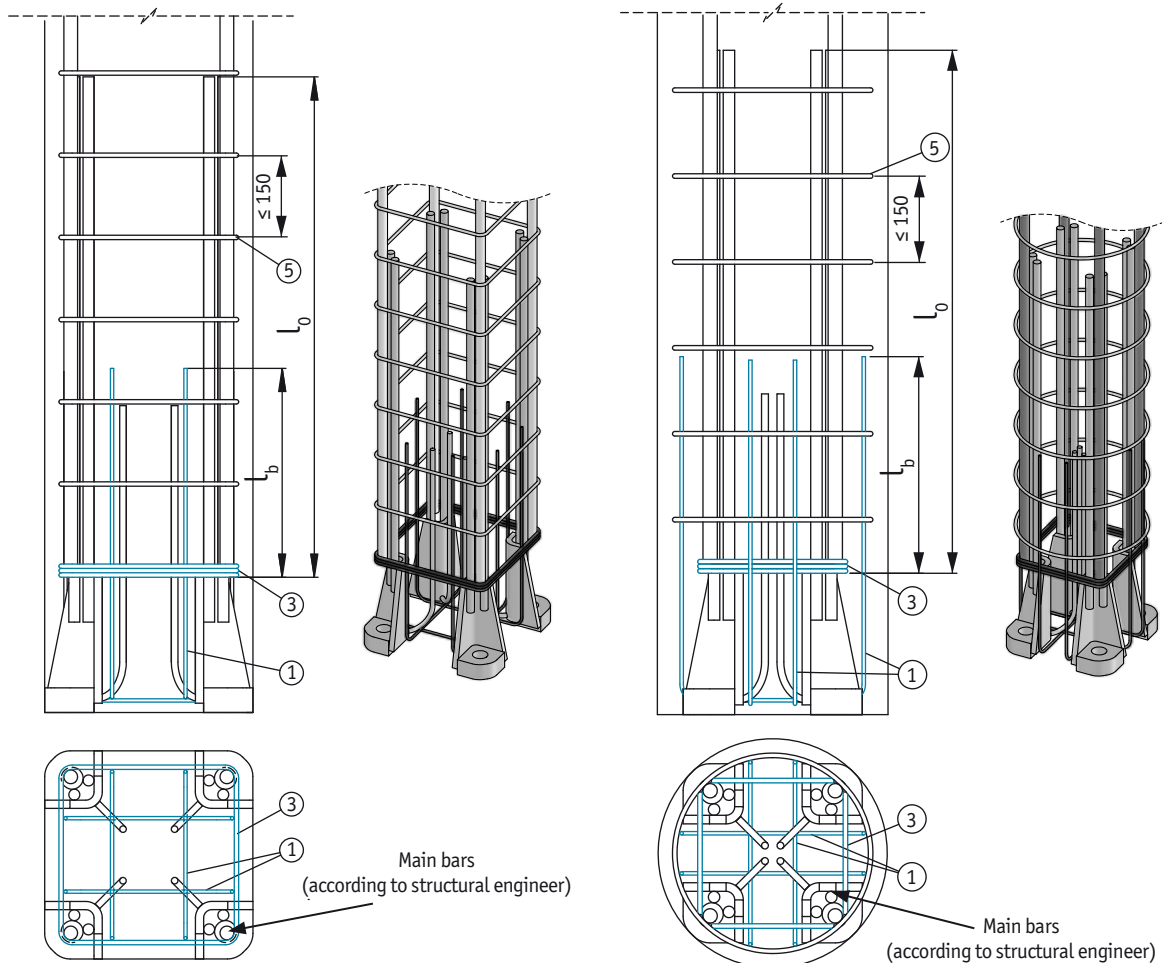
Details of supplementary reinforcement for HPKM Column Shoes are shown in following figures. Required quantities and lengths of stirrups are given in the Table 5.

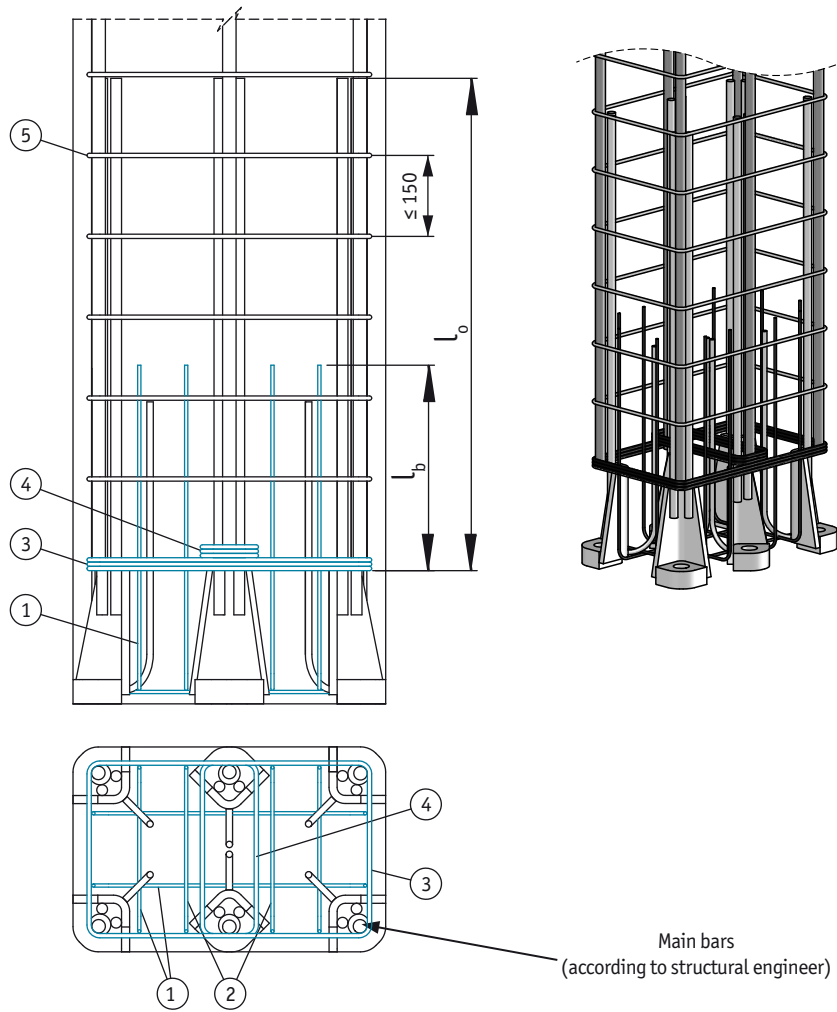
Table 5 Required supplementary reinforcement (B500B)

	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
U-stirrup ①	4 Ø 6	4 Ø 6	4 Ø 6	4 Ø 6	4 Ø 6
U-stirrup ②	2 Ø 6	2 Ø 6	2 Ø 6	2 Ø 6	2 Ø 6
Stirrup ③	2 Ø 8	2 Ø 8	3 Ø 8	3 Ø 8	3 Ø 10
Stirrup ④	2 Ø 8	2 Ø 8	3 Ø 8	3 Ø 8	3 Ø 10
Stirrup ⑤	Ø 8	Ø 8	Ø 8	Ø 8	Ø 10
a	140	165	200	250	300
l_b	300	300	300	300	300

Maximum spacing of transverse reinforcement ⑤ in the lap zone $l_0 \leq 150$ mm (EN 1992-1-1:2004, 8.7.4 and 9.5.3).

Figure 7 Supplementary reinforcement needed for HPKM Column Shoes (HPKM 30 shown in the pictures)





Column shoes in short columns

Short columns are typically one storey high columns. HPKM Column Shoes are designed to be used with reinforcing bars of the column, where splices of bars are needed to ensure the transfer of forces from column to the column shoe. By using HPKM Column Shoes with column height HPM Bolts, the number of splices can be reduced as well as reinforcement material. The bolts act as the main reinforcement of the column which can be fully replaced by HPM Bolts. The anchor bolts are manufactured to the required length L (max. 6 m).

Figure 8 Column height anchor bolts

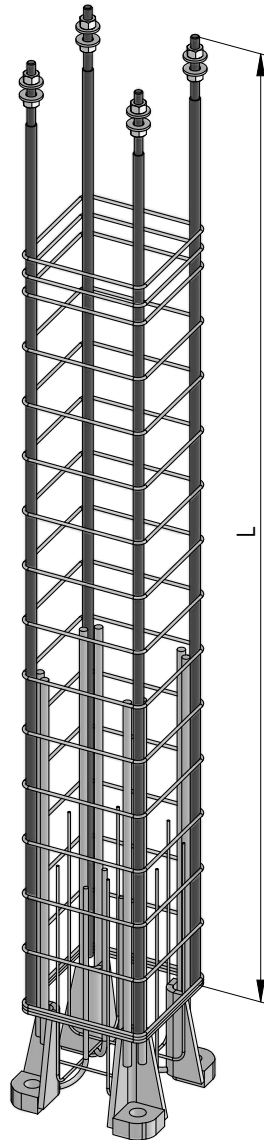
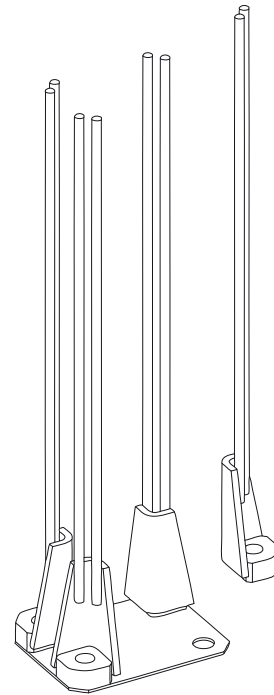


Figure 9 Column shoes on an integrated steel plate



Column shoes on an integrated steel plate

In the case when column shoes are colliding in the column (column cross section is too small for the column shoes designed for the column) an integrated steel plate may be used to connect shoes together. By welding column shoes on the plate, the rear anchor bars may be removed when less space for column shoes is needed. The steel plate may be used as an end plate of the mould as well. The minimum clear distance between anchor bars should be not less than distance requirements according to EN 1992-1-1, chapter 8.2. Shoes on integrated steel plates are manufactured according to customer's specifications. Please ask more instructions from Peikko Technical Support.

Self-made recess formers

Recess formers can be alternatively made by customers themselves, according to required dimensions shown in Table 6 and Table 7. They can be made of wood, polystyrene or similar material. Column shoes should be fixed into the formwork properly either by bolting them to end plate of the mould or welding all shoes together.

Table 6 Dimensions of corner recess boxes to use with HPKM Column Shoe

Corner recess box – dimension [mm]		a	b	h1	h2
	HPKM 16	75	83	77	87
	HPKM 20	80	88	87	97
	HPKM 24	85	94	97	107
	HPKM 30	90	99	109	122
	HPKM 39	110	127	124	136

Table 7 Dimensions of middle recess boxes to use with HPKM Column Shoe






Middle recess box – dimension [mm, °]		c	d	e	h3	h4	α	β
	HPKM 16	110	73	33	77	87	140	85
	HPKM 20	117	79	34	87	96	139	85
	HPKM 24	128	87	38	97	107	141	83
	HPKM 30	145	92	41	109	120	148	77
	HPKM 39	175	115	51	136	150	147	78

INSTALL THE PRODUCT – PRECAST FACTORY

Identification of the product

HPKM Column Shoes are available in standard models (16, 20, 24, 30 and 39) analogous to M-thread sizes of the HPM Anchor Bolts. The model of column shoe can be identified by the name in the label on the product and also according to the color of the product. Color codes are shown in the table hereafter. Color codes of recess boxes are corresponding to the color codes of HPKM Column Shoes.

HPKM Column Shoe with corresponding recess box

Column Shoe	Anchor Bolt	Corner Recess	Middle Recess	Color code
HPKM 16	HPM 16	HPKM 16 CBOX	HPKM 16 MBOX	 yellow
HPKM 20	HPM 20	HPKM 20 CBOX	HPKM 20 MBOX	 blue
HPKM 24	HPM 24	HPKM 24 CBOX	HPKM 24 MBOX	 gray
HPKM 30	HPM 30	HPKM 30 CBOX	HPKM 30 MBOX	 green
HPKM 39	HPM 39	HPKM 39 CBOX	HPKM 39 MBOX	 orange

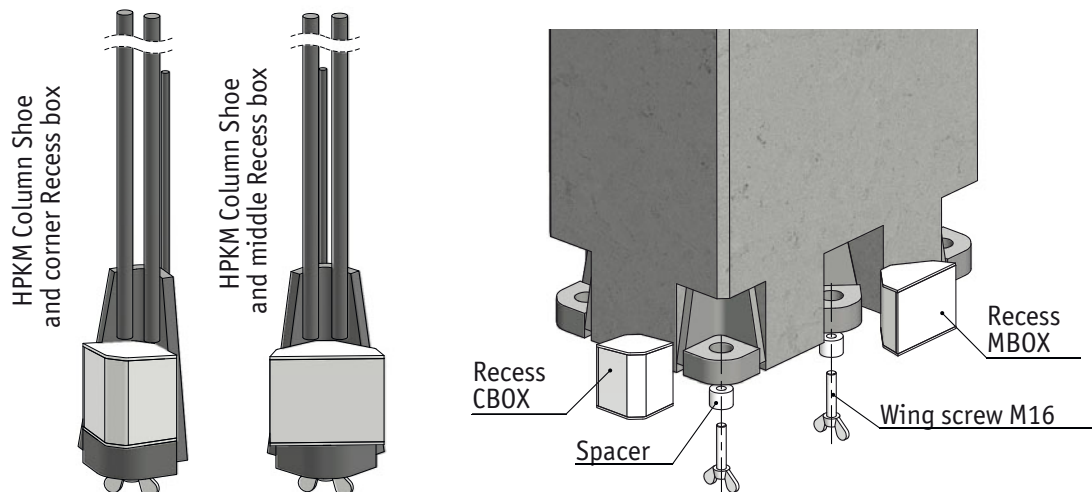
Installation of the Column Shoes

The HPKM Column Shoes are placed into the reinforcement of the column and fixed through their base plates to the end plate of the mould with recess boxes. Installation tolerance of column shoe in crosswise direction of the column is ± 2 mm. Supplementary reinforcement must be placed at the area of column base, according to drawings (Annex A). After casting the column, boxes are removed from shoes and voids are checked that they are clean from concrete.

Recess boxes are fixing accessories used to form pockets in concrete column for anchor bolts. There are separate recess boxes available for all types of column shoes and depending on the column shoe position in column's cross section:

- CBOX is used with column shoes fixed in corner of the column
- MBOX is used with column shoes fixed in middle of the column

Recess boxes enable the shoes to be fastened and positioned to the end plate of the mould. The wing screw M16, which comes with a spacer equal to the size of the column shoe's bolt hole, is used for fixing. With the help of the spacer, the shoe can be fixed to the correct place in the end plate. Environmental friendly formers are very durable and re-usable. It is recommended to maintain them to achieve long operating life.

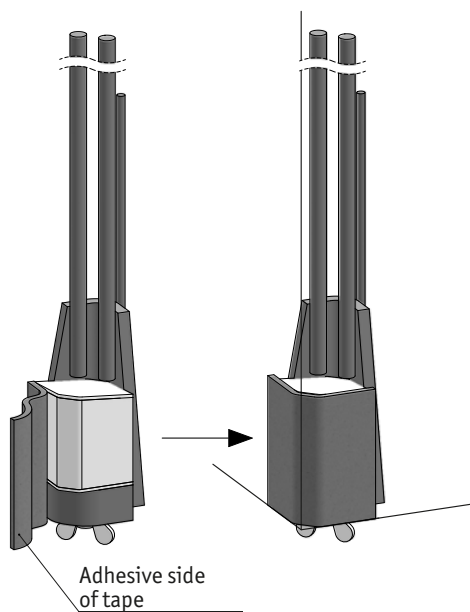


Recess boxes for corner and middle position of HPKM Column Shoe

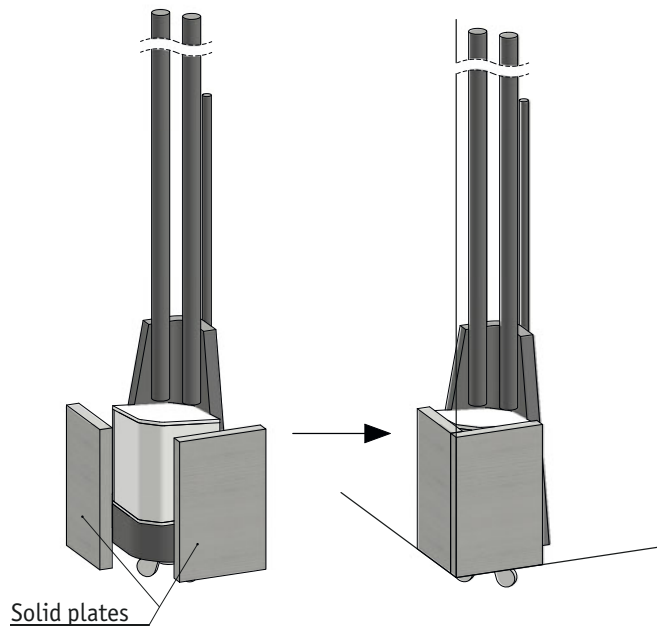
To ensure higher values of concrete cover thicknesses of main anchor bars, in accordance with chapter 1.2.3 of the technical manual, follow these instructions for increased values Δ_c of concrete cover:

- $\Delta_c < 5\text{mm}$, there is no special request for recess boxes; instructions are same as for standard concrete cover of column shoes. The gap is too small to be filled up with concrete. However if the gap is filled or partially filled, the concrete shell can be easily crushed after removing mould.
- $5\text{mm} \leq \Delta_c \leq 15\text{mm}$, self-adhesive foam tape or equivalent can be used to prevent the fill up of the gap. Foam tape of corresponding thickness Δ_c is fixed on two sides of the recess box.
- $\Delta_c > 15\text{mm}$, to prevent the concrete to fill up the gap, it is recommended to use some kind of solid plate – e.g. plywood or hardened polystyrene of corresponding thickness Δ_c . These plates can be fixed to the surface of the mould.

Use of **self-adhesive foam tape** to prevent the fill up the gap with concrete



Use of **solid plates** to prevent the fill up the gap with concrete



Ensure of thicker concrete cover by self-adhesive foam tape or solid plates

HPKM Column Shoes before and after casting








INSTALL THE PRODUCT – CONSTRUCTION SITE

Identification of the product

HPKM Column Shoes are available in standard models (16, 20, 24, 30 and 39) analogous to HPM Anchor Bolts M-thread sizes. The model of column shoe can be identified by the name in the label on the product and also according to the color of the product. Color codes are shown in the table hereafter.

HPKM Column Shoe color identification

Column Shoe	Color Code	Anchor Bolt	Installation Template
HPKM 16	 yellow	HPM 16	PPL 16
HPKM 20	 blue	HPM 20	PPL 20
HPKM 24	 gray	HPM 24	PPL 24
HPKM 30	 green	HPM 30	PPL 30
HPKM 39	 orange	HPM 39	PPL 39

Erection of precast column

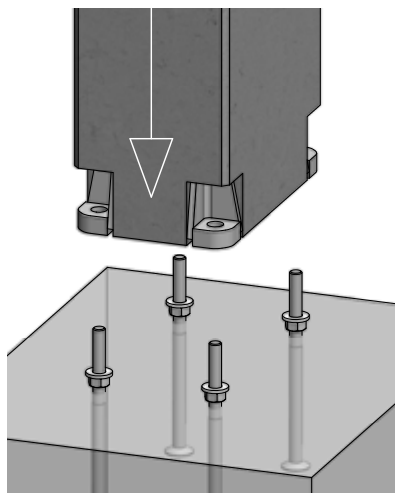
The lower nuts and washers of the anchor bolts are adjusted on the correct level. The column is installed directly on the pre-leveled washers and nuts. Additional shim plates under the column can be used if needed. Upper nuts and washers are screwed on the bolts and tightened at least to a snug-tight condition, e.g. with slog ring spanner acc. to DIN 7444 or open ended slogging spanner acc. to DIN 133 and small sledgehammer. At the same time column is positioned on the correct level and vertical position by adjusting nuts. After the nuts are tightened, the crane can be released from the column. Normally there is no need for temporary bracing. The erection must be done according to the approved erection plan. Installation instructions for anchor bolts can be found in Technical Manual of HPM Anchor Bolts.



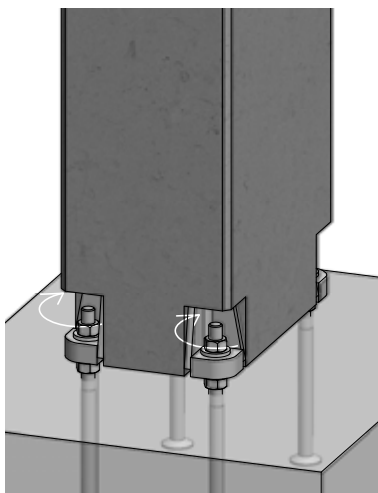
Before loading the column by any other structures e.g. beams, columns, the joint underneath the column and bolt recesses should be grouted by following instructions from grout material provider. The grout must be non-shrinking type and strength according to plans. After grouting has reached sufficient strength, the connection is finalized and the joining structures may be erected on the column.



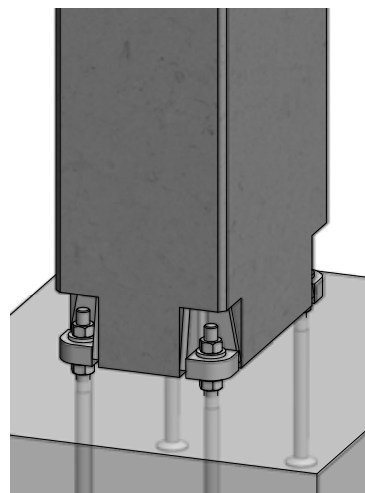
Column is installed directly on the pre-leveled washers and nuts



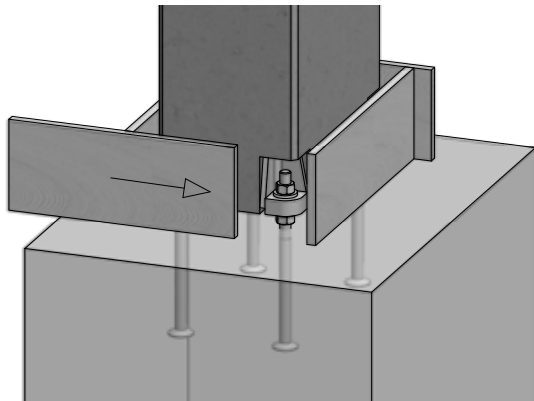
Upper nuts and washers are screwed on the bolts



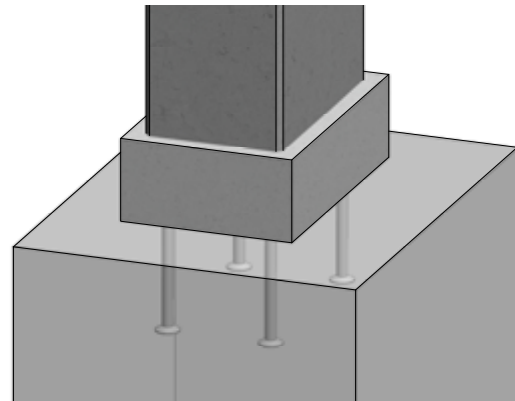
After the nuts are tightened, the crane can be released



Formwork for grouting joint and recesses



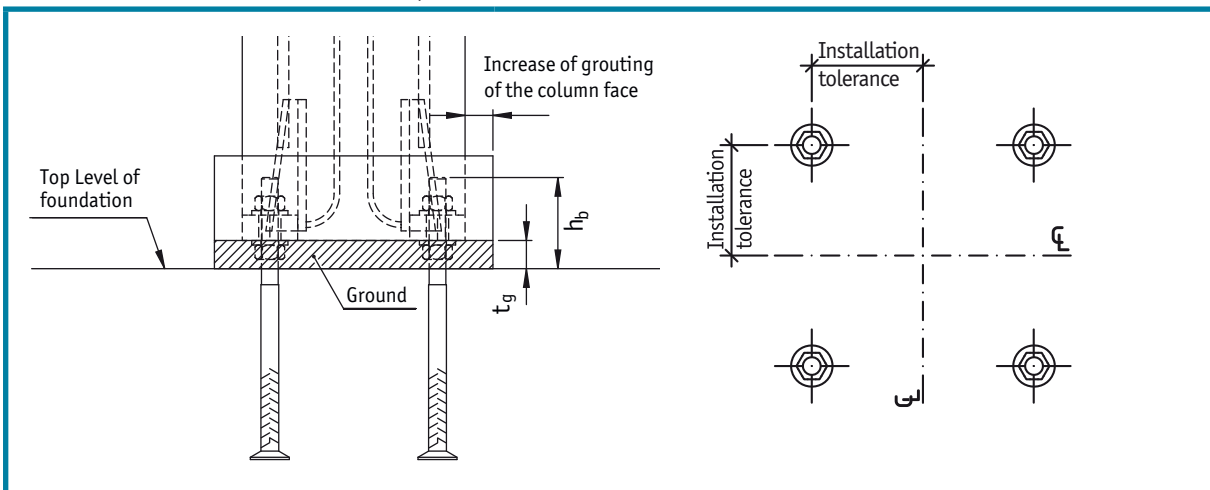
Finalized connection after grouting has hardened



Erection of precast concrete column step by step.

In column to foundation connections wider grouting can be provided to ensure higher concrete cover if it is required. It is recommended to use it in aggressive environment.

Installation tolerances and the anchor bolt's protrusion from the surface of concrete when HPKM Column Shoes are used



Column Shoe	HPKM 16	HPKM 20	HPKM 24	HPKM 30	HPKM 39
Anchor Bolt	HPM 16	HPM 20	HPM 24	HPM 30	HPM 39
Thickness of grouting t_g [mm]	50	50	50	50	60
Protrusion of the bolt h_b [mm]	105	115	130	150	180
Installation tolerance for the bolt [mm]	±3	±3	±3	±3	±3



PEIKKO GROUP CORPORATION

Peikko Group, founded in 1965, is a family owned company specializing in composite beams and fastening products for concrete connections. Peikko provides innovative solutions to help customers make their building process faster, easier and more reliable. Precasters, builders, constructors, developers, flooring specialists, machine manufactures, power plant designers, architects and structural designers can all enjoy and take advantage of the Peikko solutions.

Peikko Group has offices in 30 and factories in 9 countries in Europe, North America and Middle East. Peikko Group, with headquarters in Lahti, Finland, employs more than 800 persons.

Auteursrechtelijke overeenkomst

Ik/wij verlenen het wereldwijde auteursrecht voor de ingediende eindverhandeling:

Detailering van seismisch resistente verbindingen tussen geprefabriceerde kolommen en balken

Richting: **master in de industriële wetenschappen: bouwkunde**

Jaar: **2014**

in alle mogelijke mediaformaten, - bestaande en in de toekomst te ontwikkelen - , aan de Universiteit Hasselt.

Niet tegenstaand deze toekenning van het auteursrecht aan de Universiteit Hasselt behoud ik als auteur het recht om de eindverhandeling, - in zijn geheel of gedeeltelijk -, vrij te reproduceren, (her)publiceren of distribueren zonder de toelating te moeten verkrijgen van de Universiteit Hasselt.

Ik bevestig dat de eindverhandeling mijn origineel werk is, en dat ik het recht heb om de rechten te verlenen die in deze overeenkomst worden beschreven. Ik verklaar tevens dat de eindverhandeling, naar mijn weten, het auteursrecht van anderen niet overtreedt.

Ik verklaar tevens dat ik voor het materiaal in de eindverhandeling dat beschermd wordt door het auteursrecht, de nodige toelatingen heb verkregen zodat ik deze ook aan de Universiteit Hasselt kan overdragen en dat dit duidelijk in de tekst en inhoud van de eindverhandeling werd genotificeerd.

Universiteit Hasselt zal mij als auteur(s) van de eindverhandeling identificeren en zal geen wijzigingen aanbrengen aan de eindverhandeling, uitgezonderd deze toegelaten door deze overeenkomst.

Voor akkoord,

Driesen, Niels

Geeraerts, Simon

Datum: **6/06/2014**