

MASTER

Verticale voorspanning in hoogbouw

onderzoek naar de toepasbaarheid van verticale voorspanning ter verbetering van het statisch en dynamische gedrag van hoogbouw

Hoekstra, J.W.J.

Award date:
2003

[Link to publication](#)

Disclaimer

This document contains a student thesis (bachelor's or master's), as authored by a student at Eindhoven University of Technology. Student theses are made available in the TU/e repository upon obtaining the required degree. The grade received is not published on the document as presented in the repository. The required complexity or quality of research of student theses may vary by program, and the required minimum study period may vary in duration.

General rights

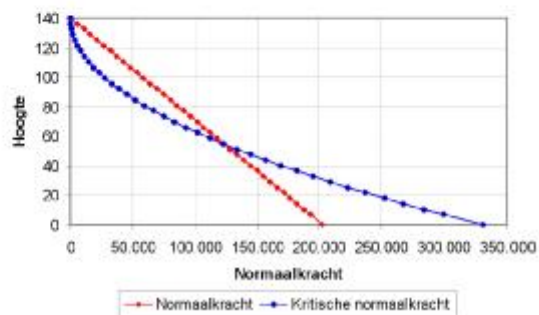
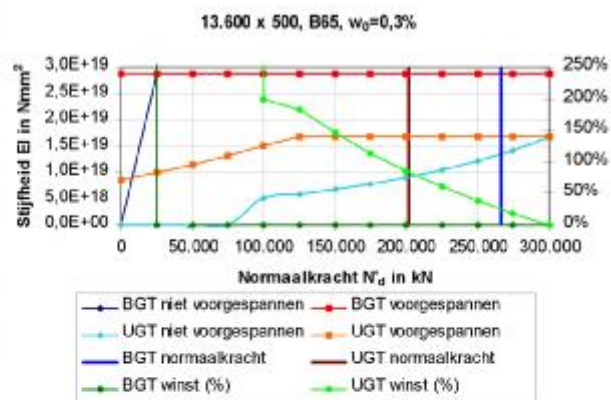
Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain

Verticale voorspanning in hoogbouw

“Onderzoek naar de toepasbaarheid van verticale voorspanning ter verbetering van het statisch en dynamische gedrag van hoogbouw”

Afstudeerscriptie van ing. Jan Willem Juke Hoekstra voor het afronden van de studie voor Bouwkundig ingenieur aan de faculteit Bouwkunde van de TUE



Afstudeercommissie : Prof. Ir. C.S. Kleinman (voorzitter)
 : Prof. Dr. Ir. J.G.M. Kerstens
 : Ir. A.F.H.M. Melssen (Van der Vorm engineering)



Eindscriptie van Jan Willem Jouke Hoekstra voor het afronden van de studie voor
Bouwkundig ingenieur aan de faculteit Bouwkunde van de TUE, afstudeerrichting
Constructief ontwerpen

Titel : Verticale voorspanning in hoogbouw

: *Onderzoek naar de toepasbaarheid van verticale*

: *voorspanning ter verbetering van het statisch en dynamisch*

: *gedrag van hoogbouw*

Datum : 13 augustus 2003

Student : Ing. Jan Willem Jouke Hoekstra

Studentnummer : 495489

Capaciteitsgroep : Constructief Ontwerpen

Afstudeeradres : Van der Vorm engineering

: Planetenbaan 67

: 3606 AK Maarssen

: 0346 56 00 24

Afstudeercommissie : Prof. Ir. C.S. Kleinman, hoogleraar betonconstructies TU/e

: Prof. Dr. Ir. J.G.M. Kerstens, hoogleraar mechanica TU/e

: Ir. A.F.H.M. Melssen, directeur Van der Vorm engineering

SAMENVATTING

Dit is de afstudeerscriptie van Jan Willem Hoekstra met als onderwerp verticale voorspanning in hoogbouw. Twee constructies zijn bekeken op de mogelijke toepassing van verticale voorspanning. Een constructie waarbij de kern de stabiliteit verzorgd en één waarbij de gevel voor de stabiliteit zorgt (gevelbuis). Het doel is om een systeem van verticale voorspanning te ontwikkelen voor een ontwerp van een kantoortoren. Uit het vooronderzoek komt naar voren dat verticale voorspanning leidt tot een verhoging van de stijfheid van de constructie wanneer er sprake is van een gescheurde doorsnede.

Er zijn twee stijfheden van belang waarop verticale voorspanning invloed kan uitoefenen. De stijfheid die gebruikt wordt voor het bepalen van de vervorming en het dynamisch gedrag, dit is de stijfheid in de bruikbaarheids grenstoestand of BGT. En de stijfheid voor het bepalen van de 2^e orde vergroting, dit is de stijfheid in de uiterste grenstoestand of UGT. De winst in de BGT komt neer op een verkleining van de vervorming en in de UGT op een verkleining van de 2^e orde vergroting en een besparing van wapening. De besparing van wapening wordt op een tweetal punten behaald. Door het ongescheurd blijven van de doorsnede door de verticale voorspanning waardoor er geen theoretische wapening nodig is. En door de vergroting van de door het beton opneembare dwarskracht door de aanwezige voorspanning, waardoor er kan worden volstaan met minder dwarskracht wapening.

De stabiliteitskern is alleen in de UGT gescheurd en in de BGT ongescheurd. Hierdoor heeft verticale voorspanning geen invloed op de vervorming en het dynamisch gedrag van deze kern. Omdat de stabiliteitskern in de UGT wel gescheurd is zorgt verticale voorspanning voor een verkleining van de 2^e orde vergroting en een besparing van moment en dwarskrachtwapening. De belangrijkste reden voor het ongescheurd blijven van de kern in de BGT is de hoge normaalkracht op de kern. Van groot invloed op de normaalkracht op de stabiliteitskern is de plaats van de kern daarom is de "winst" van voorspanning erg ontwerpgericht. Bij een meer decentraal gelegen kern zal er minder of geen vloerbelasting op de kern komen en de kans op een gescheurde doorsnede in de BGT groter.

Ook bij de stabiliteit verzorgende gevelbuis komt alleen in de UGT een gescheurde doorsnede voor en blijven de kolommen en liggers in de BGT ongescheurd. Zodat de verticale voorspanning



geen invloed heeft op de vervorming en het dynamisch gedrag van de gevelbuis. Door de samenwerking van de kolommen en liggers ontstaan hierin relatief grote momenten. Daarom is het voor de meeste gescheurde kolommen niet nuttig om deze voor te spannen. Door de grote spanningen in de uiterste vezels moet de voorspanning, om de doorsnede ongescheurd te houden, zo hoog zijn dat de kolom bezwijkt onder de drukspanning. Vanwege het beperkt aantal kolommen dat wel wordt voorgespannen is de winst van de UGT stijfheid minimaal. Daardoor is de verkleining van de 2^e orde vergroting minder dan 2%. Het beperkt aantal voorgespannen kolommen zorgt er ook voor dat de besparing van de moment en dwarskrachtwapening niet zo groot is.



INHOUDSOPGAVE

1. Voorwoord	6
2. Notaties en eenheden	7
3. Inleiding	10
3.1 Probleem en doelstelling	11
3.2 Belang van afstudeeronderwerp	12
3.3 Gehanteerde werkwijze.....	12
3.4 Toelichting opbouw.....	14
4. Verticale voorspanning	16
4.1 Algemeen.....	16
4.1.1 Moment kromming diagram.....	18
4.1.2 Moment Normaalkracht kromming diagram.....	19
4.2 Vervorming en voorspanverlies.....	20
4.2.1 Tijdsafhankelijk voorspanverlies.....	21
4.3 Parameterstudie invloed materiaaleigenschappen.....	24
4.3.1 Methodiek	24
4.3.2 Kubusdruksterkte.....	26
4.3.3 Betonoppervlak	27
4.3.4 Wapeningsstaal	28
4.3.5 Voorspanning en normaalkracht.....	29
4.3.6 Holle doorsneden.....	30
4.4 Voorspanning en 2 ^e orde	31
4.5 Invloed op dynamisch gedrag.....	35
4.6 Invloed op dwarskracht opname.....	37
5. Uitgangspunten	39
5.1 Stijfheid BGT en UGT.....	39



5.2	Palen	41
5.3	Funderingkeuze	42
6.	Stabiliteitskern	44
6.1	Werkwijze.....	44
6.2	Resultaten	45
6.2.1	Bruikbaarheid Grens Toestand.	48
6.2.2	Uiterste Grens Toestand.....	50
6.3	Conclusies.....	53
7.	Gevelbuis	54
7.1	Algemeen	54
7.2	Parameterstudie gevelbuis.....	57
7.2.1	Werkwijze	57
7.2.2	Invloed midden kolommen.....	59
7.2.3	Invloed hoekkolommen.....	61
7.2.4	Invloed gevelliggers.....	62
7.2.5	Overige.....	63
7.3	Werkwijze.....	63
7.3.1	Winst	65
7.4	Resultaten	66
7.5	Conclusies.....	69
8.	Conclusies en aanbevelingen.	71
9.	Discussie	74
10.	Nawoord	76
11.	Literatuur.....	77
12.	Bijlagen	78

I. VOORWOORD

U heeft voor zich de scriptie van Jan Willem Hoekstra voor het afronden van de studie voor Bouwkundig ingenieur aan de faculteit Bouwkunde van de TUE, afstudeerrichting Constructief Ontwerpen; met als onderwerp verticale voorspanning. Hierin zal een beeld worden gegeven van de mogelijkheden van verticale voorspanning met als voornaamste toepassingsgebied hoogbouw. De opbouw van mijn afstuderen, verdeeld in 3 colloquia, is doorgevoerd in dit rapport.

Deze scriptie is in wezen een samenvatting van een drietal verslagen die behoren bij de drie colloquia die tijdens het afstuderen zijn gehouden. Deze verslagen zijn veel uitgebreider in het behandelen van de werkwijze en het uitwerken van berekeningen. Maar daardoor minder toegankelijk voor mensen zonder een constructieve achtergrond. Door in deze scriptie alleen de resultaten te behandelen hoop ik de leesbaarheid te vergroten voor mensen met een minimale constructieve achtergrond.

Jan Willem Hoekstra,
Maarsse 13 08 2003

2. NOTATIES EN EENHEDEN

A	= Oppervlak doorsnede	[mm ²] of [m ²]
A _b	= Oppervlakte betondoorsnede	[mm ²]
A _p	= Oppervlakte voorspanstaal doorsnede	[mm ²]
A _s	= Oppervlakte wapeningsstaal doorsnede	[mm ²]
a	= Versnelling	[m/s ²]
b	= Breedte doorsnede	[mm]
C	= Rotatiestijfheid (fundering)	[kN/m ³]
D	= Dempingsfactor	[-]
d	= Nuttige hoogte, betondoorsnede	[mm]
H	= Gebouw hoogte	[mm]
h	= Hoogte doorsnede	[mm]
E _b	= Elasticiteitsmodulus beton	[N/mm ²]
E _p	= Elasticiteitsmodulus voorspanstaal	[N/mm ²]
E _s	= Elasticiteitsmodulus wapeningsstaal	[N/mm ²]
EI	= Buigstijfheid	[Nmm ²]
f _b	= Betontreksterkte	[N/mm ²]
f _{'_b}	= Betondruksterkte	[N/mm ²]
f _{bm}	= Gemiddelde treksterkte van beton	[N/mm ²]
f _{br}	= Scheursterkte beton	[N/mm ²]
f _{ck}	= Kubusdruksterkte van beton	[N/mm ²]
f _p	= Treksterkte voorspanstaal	[N/mm ²]
f _s	= Treksterkte betonstaal	[N/mm ²]
f _e	= Eigenfrequentie (eerste)	[Hz; 1/s]
F _E	= Eulerse knikkraft	[kN]



F_{PW}	= Werkvoorspankracht	[kN]
F_p	= Aanvang voorspankracht in voorspanstaal	[kN]
GA	= Afschuifstijfheid	[kN]
k	= Veerstijfheid	[l/m]
n	= Factor 2 ^e orde effect	[-]
n_s	= Factor E-modulus wapeningsstaal/ E-modulus beton	[-]
n_p	= Factor E-modulus voorspanstaal/ E-modulus beton	[-]
N'_d	= Normaaldrukkracht	[kN]
N'_b	= Normaaldrukkracht in beton	[kN]
m	= Massa	[kg]
m_e	= Meewerkende massa (voor bepaling eigenfrequentie)	[kg]
M_e	= Vloeimoment van het beton	[kNm]
M_r	= Scheurmoment van het beton	[kNm]
M_u	= Uiterst opneembaar moment van betondoorsnede	[kNm]
M_w	= Moment ten gevolge van de windbelasting	[kNm]
P_{wind}	= Gelijkmatic verdelde windbelasting	[kN/m ²]
q_{wind}	= Gelijkmatic verdelde lijnlast	[kN/m']
x_u	= Hoogte betondrukzone	[mm]
z	= Hefboomsarm inwendig beton	[mm]
α_n	= Factor aanwezige normaalkracht / uiterst opneembare normaalkracht	[-]
α_p	= Factor aanwezige voorspankracht / uiterst opneembare normaalkracht	[-]
δ	= Vervorming	[mm]
ϵ_b	= Rek van beton in doorsnede	[-]



ϵ_s	= Rek van wapeningsstaal in doorsnede	[-]
κ	= Kromming van doorsnede	[1/mm]
v	= Snelheid	[m/s]
σ	= Spanning in doorsnede	[N/mm ²]
τ	= Afschuifspanning in doorsnede	[N/mm ²]
φ	= Hoek	[mm/rad]
ω	= Wapeningspercentage	[-]

3. INLEIDING

De toepassing van "horizontale" voorspanning is in de (inter)nationale bouwwereld allang niet meer onbekend. Veel toepassingen vinden hun weg in de prefab betonindustrie (kanaalplaten, breedplaten) meestal toepassingen met voorgerekt staal. Toepassingen met nagerekt staal zijn te vinden in civiele werken zoals bruggen en viaducten maar ook is er een redelijk markt aandeel voor in het werkgestorte nagespannen vloeren zonder aanhechting (VZA).

Toepassingen van verticale voorspanning is een minder voorkomend verschijnsel. Er zijn enkele bekende voorbeelden van hoge slanke gebouwen, voornamelijk televisie torens, waarin verticale voorspanning is toegepast (CN tower Toronto, Ostankino tower Moskou). In deze gevallen is de voorspanning gebruikt om te voorkomen dat er scheuren ontstaan.



Figuur 3.1: voorbeeld van een toepassing van verticale voorspanning Ostankino tower in Moskou en CN tower in Toronto

De keuze voor verticale voorspanning (in hoogbouw) als afstudeer onderwerp komt voort uit mijn interesse voor hoogbouw in het algemeen. In de loop van mijn studie aan de Technische Universiteit in Eindhoven heb ik een tweetal projecten gewijd aan dit onderwerp en voor mij stond vast dat ook in mijn afstudeeropdracht een koppeling aanwezig moest zijn naar hoogbouw.

Bij kantoren met een gemiddelde hoogte is de verticale belasting meestal bepalend voor de afmetingen van de constructie onderdelen. Voor hoogbouw is dat niet het geval hier is de horizontale (wind) belasting vaak bepalend voor de afmetingen van de constructie onderdelen, dit is anders in aardbevingsgevoelige gebieden. Bij de definitie van hoogbouw is ook niet de hoogte de maatgevende factor maar veel meer de verhouding tussen de horizontale in verticale spanningen in de constructie. Wat veel meer te maken heeft met de slankheid (de verhouding van de hoogte en de breedte) van een gebouw we spreken van hoogbouw bij een slankheid van 1: 4 á 5.

Door het slanke karakter van hoogbouw ontstaat er aan de top vaak een grote horizontale verplaatsing. De toelaatbare horizontale verplaatsing is afhankelijk van de hoogte van het gebouw, hierdoor is bij hogere gebouwen een grotere horizontale verplaatsing toelaatbaar. Een probleem bij hoogbouw is meestal niet de verplaatsing maar de comfort eisen in het gebouw. Deze comforteisen zijn opgesteld om te voorkomen dat mensen "zeeziek" worden door de versnelling van het gebouw aan de top. De vraag is of voorspanning een gunstig effect heeft op de versnellingen in het gebouw.

3.1 Probleem en doelstelling

Bij het opstellen van het afstudeerplan is de probleemstelling als volgt gedefinieerd:

"In hoeverre kan verticale voorspanning worden toegepast in hoogbouw ter verbetering van de statische en dynamische eigenschappen voor een kern en een gevelbuis. En wat zijn de criteria om verticale voorspanning interessant te maken."

Het doel van dit onderzoek is om een systeem van verticale voorspanning te ontwikkelen voor een stabiliteitskern en een stabiliteitsverzorgend gevelbuis, waarbij de verticale voorspanning een positieve invloed moet hebben op de constructie. Aan de hand van een vergelijking van een voorgespannen constructie en een niet voorgespannen constructie is bepaald in welke mate verticale voorspanning winst oplevert voor de vervorming, de 2^e orde en de versnelling van het

gebouw. De toepassing van verticale voorspanning wordt uitgewerkt voor een bestaand hoogbouw ontwerp waarop wordt terug gekomen in hoofdstuk 3.3

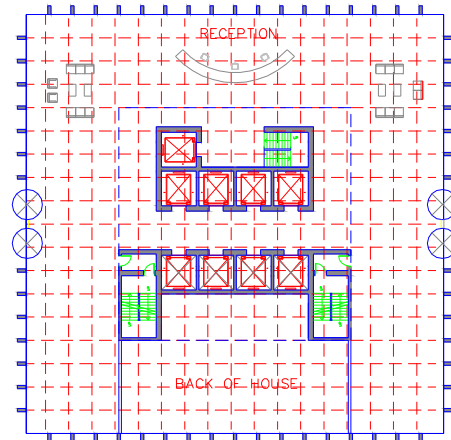
3.2 Belang van afstudeeronderwerp

De verwachting is dat het gebruik van verticale voorspanning kan leiden tot slankere constructie elementen. Dit sluit aan bij het streven om steeds hoger te bouwen en de steeds lichter en sterker wordende constructiematerialen die worden toegepast. Naar verwachting heeft de verticale voorspanning voornamelijk invloed op de stijfheid van de constructie. Welke invloed verticale voorspanning heeft op het dynamisch windgedrag van de constructie komt ook ter sprake in dit verslag. Vooraf rekening gehouden met een positieve invloed op zowel de statische verplaatsing als de versnelling.

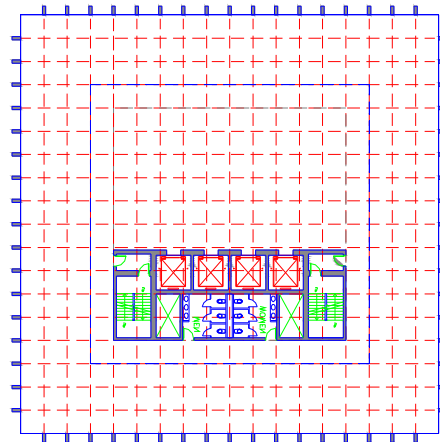
3.3 Gehanteerde werkwijze.

Dit project is opgezet als een combinatie van een onderzoek en de toepassing van het onderzochte, in eerste instantie het accent lag op het onderzoek. Hiermee is een basis gelegd voor het vervolg van het onderzoek. Na het inleidende onderzoek is er begonnen met het ontwikkelen van een verticaal voorspansysteem voor hoogbouw. Aan de hand van een bestaand ontwerp voor een kantoortoren is de invloed van voorspanning op hoogbouw onderzocht.

Het gebouw dat als ontwerpproject voor de verticale voorspanning is gebruikt is een ontwerp van een kantoortoren welke gepland is in Amsterdam zuidoost nabij de Amsterdam Arena. Het bestaande ontwerp heeft een hoogte van 140 meter met een standaard verdiepingshoogte van 3,7 meter met als uitzondering de onderste verdieping welke een hoogte heeft van 6,8 meter. De draagstructuur die ontwikkeld is voor deze kantoortoren is een combinatie van een stabiliteitskern en een stabiliteitsverzorgende gevelbuis. In figuur 3.2 is een beeld gegeven van het ontwerp.



Plattegrond begane grond



Plattegrond 34^e verdieping

Figuur 3.2: overzicht ontwerp voor kantoortoren in Amsterdam zuidoost gebruikt als proef project voor toepassing verticale voorspanning

Voor kantoren in Nederland is het gebruikelijk dat de stabiliteit wordt verzorgd door een kern, ook bij gebouwen rond de honderd meter is daar regelmatig sprake van. Omdat deze stabiliteitsstructuur in Nederland veel wordt gebruikt spreekt het voor zich dat deze structuur in dit onderzoek wordt bekeken op de mogelijkheid om deze verticaal voor te spannen. Naarmate de gebouwen echter hoger (slanker) worden neemt de benodigde afmeting van de kern steeds meer toe. De keuze voor enkel een stabiliteitskern is hierdoor bij grotere hoogtes onwaarschijnlijker. Hoewel een hoogte van 140 meter niet onmogelijk is met een kern wilde is in dit onderzoek toch ook een andere stabiliteitsstructuur bekeken op de mogelijke toepassing van verticale voorspanning, er is gekozen voor een gevelbuis. In de bestaande draagstructuur is een stabiliteitverzorgende gevelbuis gecombineerd met een stabiliteitskern. Maar voor dit onderzoek

naar de mogelijke toepassing van verticale voorspanning wordt de gevelbuis als zelfstandige stabiliteitsverzorgend element bekeken. Een gevelbuis is een in "hogere", zo u wilt slanker, hoogbouw een veel gebruikte stabiliteitsstructuur.

Er is ook gekozen voor het behandelen van twee stabiliteitselementen omdat de invloed van de voorspanning op de gevelbuis verschilt van de invloed op een kern. In de loop van dit onderzoek zal duidelijk worden wat de invloed van verticale voorspanning is op de beide stabiliteitsstructuren.

De toepassing van verticale voorspanning in hoogbouw is in meer of mindere mate afhankelijk van de financiële winst die het oplevert. Voor de vraag of verticale voorspanning rendabel is moet er een vergelijkbare constructie zijn waar geen gebruik gemaakt is van verticale voorspanning. Het referentie ontwerp is uitgewerkt voordat er begonnen is aan het ontwikkelen van verticale voorspanning voor de stabiliteitsstructuren. Daardoor kan bij het ontwerpen van de voorspanning een vergelijking worden gemaakt tussen de voorgespannen en niet voorgespannen oplossing. Met behulp van de referentie constructie is bepaald hoe de voorspanning het meest gunstig kan worden aangebracht. Door deze vergelijking kunnen aanpassingen worden gedaan waardoor de effectiviteit van de voorspanning wordt vergroot.

3.4 Toelichting opbouw

Dit rapport is een samenvatting van het onderzoek en van de verslagen die in het proces zijn gemaakt. Vandaar dat in de opbouw van dit rapport gedeeltelijk de opvolging van verslagen gebruikt wordt.

In hoofdstuk 4 wordt het vooronderzoek, wat plaatsvond tot het begincolloquium, behandeld. Hierin worden de verschillende invloeden van en op verticale voorspanning in kolommen beschreven. Deze zijn aan de hand van een aantal parameterstudies vastgesteld. Het vooronderzoek is als bijlage I toegevoegd aan dit verslag.

Vervolgens worden in hoofdstuk 5 de uitgangspunten voor zowel de stabiliteitsverzorgende gevelbuis als de stabiliteitskern omschreven. Deze uitgangspunten zijn gepresenteerd tijdens het tussencolloquium. Zij zijn bedoeld om een goed beeld te krijgen van de invloeden en mogelijke winst van verticale voorspanning.



In hoofdstuk 6 en 7 worden achtereenvolgens de verticale voorspanning in de stabiliteitskern en de gevelbuis behandeld. Daarbij wordt ook ingegaan op de winst die wordt behaald door deze constructies verticaal voor te spannen.

Tot slot worden in hoofdstuk 8 de conclusies en aanbevelingen van dit onderzoek beschreven. Gevolgd door een hoofdstuk discussie, waarin een aantal opmerkingen worden gemaakt ten aanzien van het onderzoek.

4. VERTICALE VOORSPANNING

Voordat er gekeken kan worden naar de invloeden van verticale voorspanning op het complexe systeem dat hoogbouw is, is enig inzicht in de invloeden van en ook op voorspanning in een "simpele" constructie van belang. Daarom is ervoor gekozen om een vooronderzoek te doen naar verticale voorspanning. Hierin is gekeken naar een enkel constructie onderdeel, een kolom of een kern belast door enkele krachten en niet door een heel gebouw.

In het vooronderzoek onderzoek zijn de invloeden van de voorspanning op kolommen (gesloten doorsneden) en kernen (holle doorsneden) onderzocht. Tevens is gekeken naar de invloeden van verschillende, materiaal gebonden, eigenschappen op de voorspanning. Met dit onderzoek ontstaat een beeld van de werking van verticale voorspanning. Wat de voordelen zijn van verticale voorspanning en waar het toepassingsgebied ligt. Het zwaartepunt van dit onderzoek ligt bij de stijfheid van voorgespannen kolommen, en de invloed van verschillende materiaaleigenschappen hierop. Ook is er aandacht besteed aan (tijdsafhankelijke) voorspanverliezen en de invloed van voorspanning op de 2^e orde vergroting.

Ondanks dat de verticale voorspanning gebruikt wordt in een constructie systeem en niet in een enkele kolom kan aan de hand van dit onderzoek een redelijk beeld verkregen worden van de mogelijkheden van verticale voorspanning.

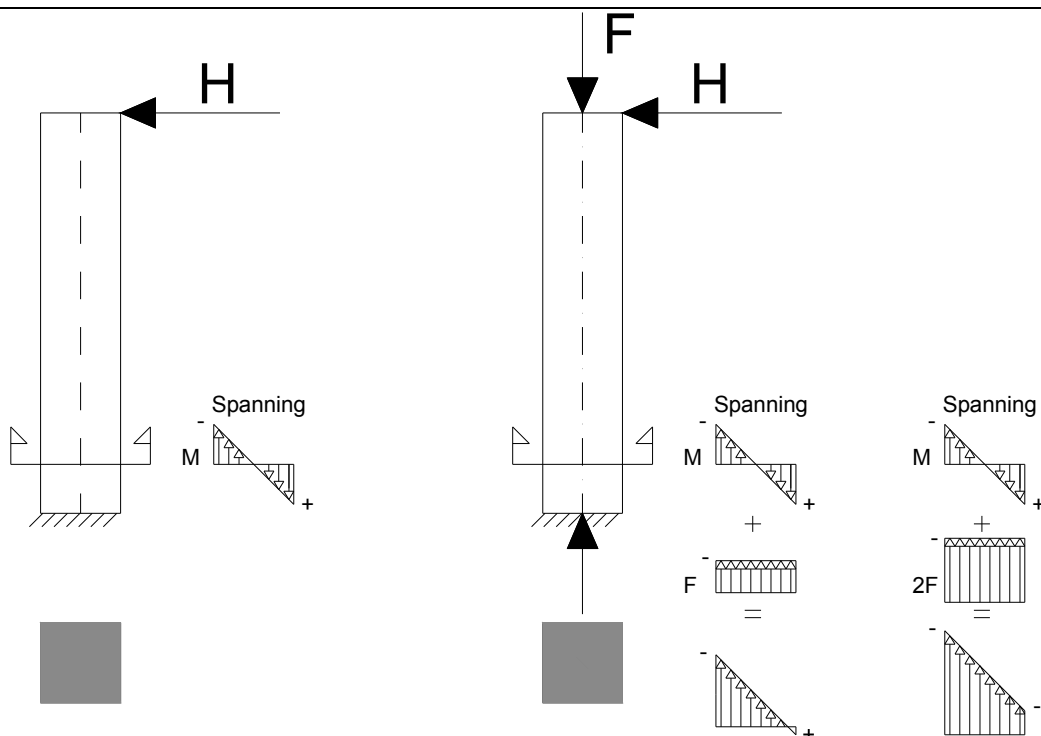
4.1 Algemeen

Bij het voorspannen van een (betonnen) doorsnede worden drukspanningen in de betondoorsnede geïntroduceerd. Wanneer het gaat over voorspanning met aanhechting (VMA) dan is dit voorgespannen wapening die op veel plaatsen verbonden is met het beton. Bij voorspanning zonder aanhechting (VZA) gaat het over voorgespannen staalkabels die slechts op een minimaal aantal punten met het beton verbonden zijn. Bij centrische voorspanning zonder aanhechting wordt alleen op de boven- en onderkant van het element een kracht uitgeoefend. In dit hoofdstuk wordt uitgegaan van het principe van centrische voorspanning zonder aanhechting (VZA)

Bij "horizontale" voorspanning is het normaal om de kabels een verloop te geven of excentrisch te spannen waardoor er een krommingsdruk ontstaat die positief werkt voor de krachtwerking en

vervorming. Bij "verticale" voorspanning is van een excentrisch of gebogen kabelverloop geen winst te verwachten daarom is gekozen voor een centrisc voorgespannen doorsnede.

Door een onbelaste kolom centrisc voor te spannen zonder aanhechting ontstaat een kolom met een drukspanning in de doorsnede. Deze drukspanning zorgt (indirect) voor een vergroting van de stijfheid van de kolom. Met behulp van figuur 4.3 wordt het een en ander verduidelijkt.



Figuur 4.1: niet voorgespannen kolom en voorgespannen kolom belast met een horizontale kracht

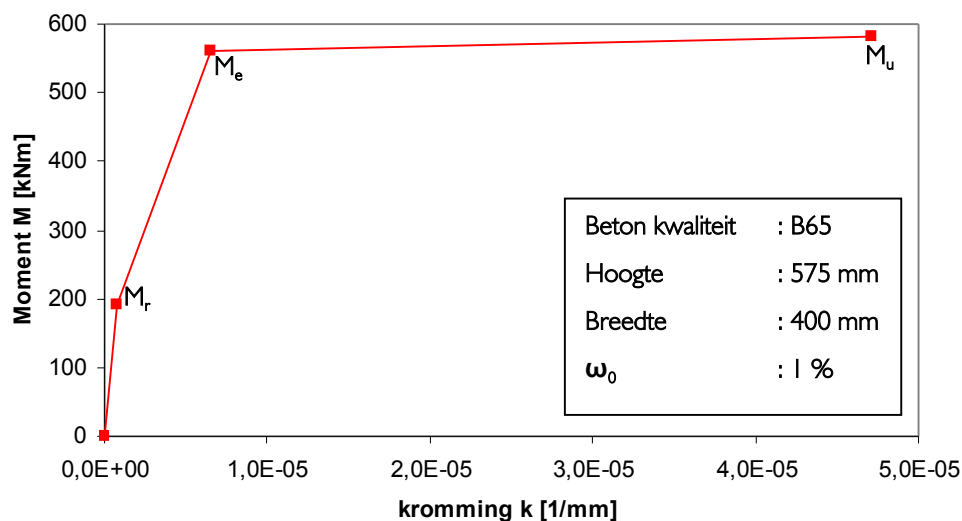
Als wordt uitgegaan van een niet voorgespannen kolom (figuur 4.1) dan ontstaat, wanneer deze belast wordt door een horizontale kracht, een momentspanning. In een symmetrische kolom is de trekspanning in de ene uiterste vezel even groot is als de drukspanning in de andere uiterste vezel. Wanneer deze kolom wordt voorgespannen en dezelfde horizontale kracht op de kolom wordt gezet dan geeft dat een ander spanningsbeeld in de doorsnede. Door de drukspanning die ontstaat door de voorspanning wordt de trekspanning verminderd of zelfs helemaal omgezet in een drukspanning.

Daar ongewapend beton slechts in beperkte mate trekspanning kan opnemen, kan verticale voorspanning bij beton interessant zijn. Wanneer er niet gerekend mag worden met een treksterkte van beton dan moet de voorspanning voorkomen dat er trekspanning in de doorsnede optreedt. Het aanbrengen van voorspanning is alleen nuttig wanneer de maximaal aanwezige trekspanning groter is dan de treksterkte van het beton, dan spreken we van gescheurd beton, hierop wordt later ingegaan.

4.1.1 Moment kromming diagram.

Er is dus gesteld dat alleen bij een gescheurde betondoorsnede het voorspannen van een kolom nuttig kan zijn. Het wel of niet gescheurd zijn van de doorsnede hangt af van de opneembare trekspanning van het beton, maar ook van het moment wat zich in de kolom bevindt. De stijfheid (EI) van een betondoorsnede, in dit geval van een kolom, kan worden bepaald met behulp van een Moment –kromming (M - k) diagram (figuur 4.2). De stijfheid wordt berekend door het moment te delen door de kromming. Des te steiler de lijn van de oorsprong naar het snijpunt van grafiek met het moment des te stijver de doorsnede.

Moment Normaalkracht kromming diagram



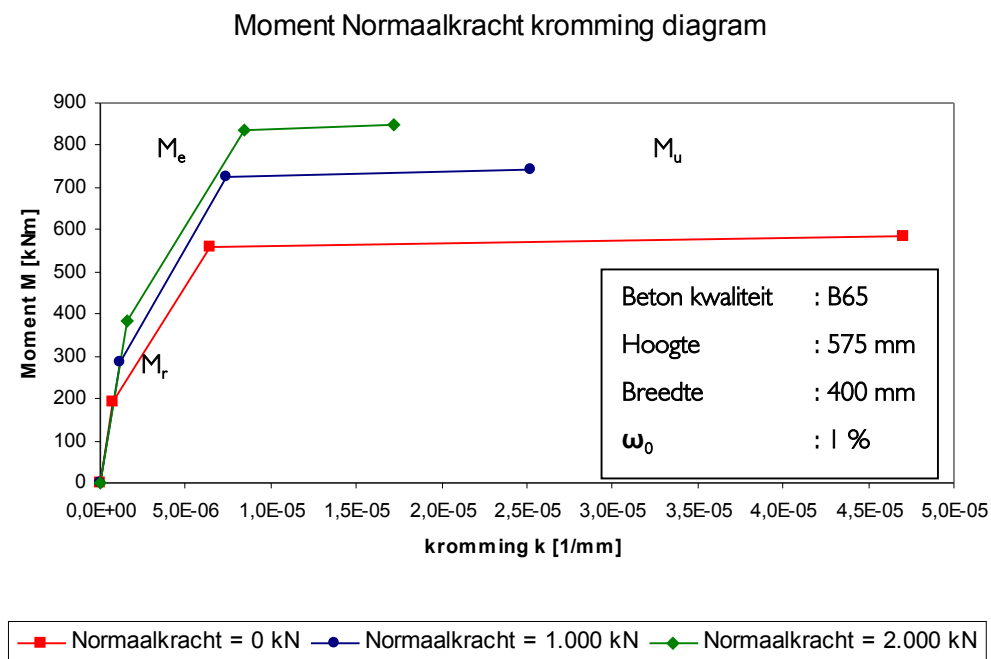
Figuur 4.2: trilineair Moment kromming diagram van een betonnen kolom, M_{scheur} , M_{vloei} en $M_{uiterst}$.

Aan het M-k diagram is af te lezen dat zolang het moment in de doorsnede kleiner is dan het scheurmoment de stijfheid van een betondoorsnede gelijk is. Zolang de doorsnede niet is gescheurd, dus wanneer de trekspanning in de doorsnede niet groter is dan de treksterkte van het beton, heeft het aanbrengen van voorspanning geen effect op de stijfheid.

Daarnaast kan uit het M-k diagram worden opgemaakt dat de grootste stijfheid van de kolom bereikt wordt wanneer het moment kleiner is dan het scheurmoment, dus wanneer er sprake is van een ongescheurde doorsnede.

4.1.2 Moment Normaalkracht kromming diagram.

In paragraaf 4.1 is aangegeven dat voorspanning zorgt voor een verkleining van de trekspanning in de doorsnede doordat een drukspanning wordt aangebracht. De voorspanning die wordt aangebracht op de kolom heeft min of meer hetzelfde effect als een (inwendige) normaaldrukkracht. Door een normaaldrukkracht/ voorspankracht verandert ook het M-k diagram, een moment kromming diagram behorend bij een normaalkracht wordt aangeduid als een moment normaalkracht kromming (M-N-k) diagram. In figuur 4.3 is voor de kolom uit figuur 4.2 een drietal M-k diagrammen met verschillende normaaldrukkrachten weergegeven.



Figuur 4.3: trilineair Moment Normaalkracht kromming diagram van een betonnen kolom, M_{scheur} , M_{vloei} en $M_{uiterst}$.

Een normaaldrukkracht op de kolom geeft een kolom op met een groter scheurmoment. De stijfheid van de doorsnede is in ongescheurde toestand echter niet groter wanneer de kolom met een normaaldrukkracht wordt belast. Wanneer voorspanning wordt toegepast bij een gescheurde kolom dan zorgt deze voorspanning voor een verhoging van het scheurmoment. Om ervoor te zorgen dat de doorsnede ongescheurd blijft moet, de voorspanning zo groot zijn dat het scheurmoment groter is dan het moment in de doorsnede. Daarmee bereikt de kolom zijn hoogst mogelijke stijfheid.

Een moment in de doorsnede wat groter is dan het scheurmoment is dus noodzakelijk voordat verticale voorspanning kan leiden tot een verhoging van de stijfheid. Dit betekent dat constructieelementen die worden belast door een relatief grote horizontale belasting voor voorspanning in aanmerking komen. Het zijn meestal de stabiliteitselementen die door de grootste horizontale krachten worden belast. Dat zijn de elementen die in aanmerking komen om verticaal te worden voorgespannen. Voor niet stabiliserende constructieelementen is verticale voorspanning niet interessant.

4.2 Vervorming en voorspanverlies

De voorspanning van beton komt tot stand door het staal op te rekken (spannen). Vervolgens wordt het staal in gespannen toestand verankerd aan het beton waardoor de spanning in het staal wordt overgebracht op het beton. Bij een verkorting van de kolom en dus van het voorspanstaal neemt de spanning in het voorspanstaal af. De verlenging van het staal die ontstaat bij het spannen is erg groot ten opzichte van de verkorting van het beton door de drukspanning die daardoor ontstaat. Daardoor neemt de voorspanning hierdoor nauwelijks af, ook bij het belasten van de kolom met een normaalkracht heeft dit nauwelijks een afname van de voorspanning tot gevolg. Dit is te verklaren door het grote verschil tussen de rekstijfheid (EA) van het beton en het voorspanstaal.

Het voorspanverlies dat ontstaat door de elastische verkorting van het beton is niet zo groot. Het voorspanverlies wordt groter bij een hoger voorspanwapeningspercentage, en neemt af bij een grotere werkvoorspanning of een hoger "gewoon" wapeningspercentage.

4.2.1 Tijdsafhankelijk voorspanverlies.

Het “voorspanverlies” wat ontstaat door het belasten van een voorgespannen kolom is direct aanwezig na het spannen. Drie andere voorspanverliezen vinden plaats over een periode van tijd, kruip krimp en relaxatie. Deze worden ook beïnvloed door de materiaaleigenschappen van de kolom.

Krimp zorgt in de loop van de tijd voor een verkorting van het beton, en is afhankelijk van de relatieve luchtvochtigheid, de sterkteklasse van beton, de geometrie van de doorsnede, wapening en de ouderdom van het beton. Waarbij de afmeting (geometrie van de doorsnede) van het beton alleen invloed heeft op de snelheid waarmee het proces plaatsvindt. Het voorspanverlies ten gevolge van krimp blijft gelijk bij een toenemende voorspanning of belasting.

Kruip is naast de bij krimp genoemde invloeden ook afhankelijk van de grote van de belasting (elastische vervorming). Het voorspanverlies ten gevolge van kruip wordt in tegenstelling tot krimp bij een toenemende voorspanning of belasting groter.

Een derde effect wat zorgt voor een afname van de voorspanning is relaxatie. Dit is een afname van de spanning bij een gelijkblijvende vervorming en treedt op in zowel het beton als in het staal. Alleen in het voorspanstaal zorgt het voor een afname van de voorspanning. De relaxatie van het voorspanstaal is afhankelijk van de vervorming door kruip en krimp. In figuur 4.4 is aangegeven hoe de relaxatie in het voorspanstaal volgens de norm wordt berekend. Bij een toenemend voorspanverlies door kruip en krimp neemt de relaxatie iets af. Bij een toenemende voorspanning wat een toenemende kruipverkorting tot gevolg heeft neemt de relaxatie af. Dit heeft te maken met de overblijvende spanning in het voorspanstaal.

In de norm (NEN 6720 art. 6.1.6) wordt de krimpverkorting op de volgende manier berekend:

$$\varepsilon'_r = \varepsilon'_c * k_b * k_h * k_p * k_t \quad \text{met hierin} \quad (4-1)$$

- ε'_c de basiskrimp afhankelijk van de relatieve vochtigheid
- k_b de invloed van de sterkteklasse van het beton
- k_h de invloed van de geometrie van de doorsnede

k_p de invloed van het wapeningspercentage

k_t de invloed van de ouderdom van het beton voor $t = \infty$ $k_t = 1$

In de norm (NEN 6720, art. 6.1.5) wordt de kruipverkorting op de volgende manier berekend.

$$\varepsilon_{bc}(t) = \phi(t, t_c) * \varepsilon_{be} \quad \text{met hierin} \quad (4-2)$$

$$\phi(t, t_c) = k_c * k_d * k_b * k_h * k_t \quad (4-2-1)$$

k_c de invloed van de relatieve vochtigheid

k_d de invloed van de ouderdom op het tijdstip van belasten en de sterkteklasse van het cement

k_b de invloed van de sterkteklasse van het beton

k_h de invloed van de geometrie van de doorsnede

k_t de invloed van de belastingstijd voor $t = \infty$ $k_t = 1$

In de norm (NEN 6720 art. 4.1.4.5) wordt het voorspanverlies ten gevolge van relaxatie van het voorspanstaal op de volgende manier beschreven:

$$\Delta\sigma_p = 3 * \Delta\sigma_{prel} * \left(1 - 2 * \frac{\Delta\sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right) \quad \text{met hierin:} \quad (4-3)$$

$\Delta\sigma_{prel}$ de relaxatie na 1000 uur

$\Delta\sigma_{pkr}$ het spanningsverlies ten gevolge van kruip en krimp.

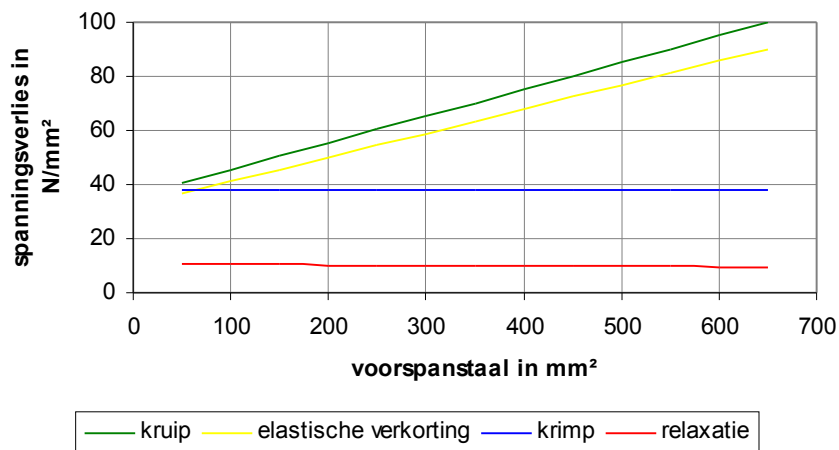
Figuur 4.4: berekening van krimp en kruip en relaxatie zoals in NEN 6720 is omschreven.

In figuur 4.5 is een grafiek gegeven waarin de drie hierboven genoemde voorspanverliezen samen met het voorspanverlies ten gevolge van de elastische verkorting zijn uitgezet tegen een toenemende voorspanning..

Hoogte	: 300 mm	Oppervlakte wapeningsstaal	: 400 m ²
Breedte	: 300 mm	Oppervlakte voorspanstaal	: 500 mm ²
Lengte	: 2.000 mm	Werkvoorspanning	: 1000 N/mm ²

Betonkwaliteit : B45	Werkvoorspankracht : 500 kN
Oppervlak beton : 89.100 mm ²	Fictief betonoppervlak : 91.488 mm ²

Tijdsafhankelijke voorspanverliezing



Figuur 4.5: overzicht van verschillende tijdsafhankelijke voorspanverliezen bij toenemende voorspanning; gegevens zoals boven in de figuur staan aangegeven.

Een voorspanverlies wat niet is besproken en ook niet tijdsafhankelijk is, is het voorspanverlies ten gevolge van de wigzetting van de spanankers. Bij de werkvoorspanning waarmee gerekend wordt is de aangebrachte voorspanning min de voorspanverliezen.

4.3 Parameterstudie invloed materiaaleigenschappen.

In paragraaf 4.1 en 4.2 is in het kort aangegeven wat de invloeden van verticale voorspanning op een kolom zijn. In deze paragraaf wordt de vraag omgedraaid: wat is de invloed van de materiaaleigenschappen van de kolom op de voorspanning. Dit wordt onderzocht aan de hand van een parameterstudie. Er is met name gekeken naar de invloed van de materiaaleigenschappen op de stijfheid van de voorgespannen en van de niet voorgespannen doorsnede. Deze parameterstudie is afkomstig uit het vooronderzoek naar verticale voorspanning (bijlage I). In dit hoofdstuk worden de resultaten gepresenteerd uit dat verslag. Voor een uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar bijlage I.

4.3.1 Methodiek

Deze parameterstudie is bedoeld om een beeld te geven van de invloeden van materiaaleigenschappen op de stijfheid van een voorgespannen en niet voorgespannen kolom. Omdat het om een parameterstudie gaat, waarvan de resultaten geen ander doel dienen dan een relatie weer te geven, hoeven de aannames niet in overeenstemming te zijn met de geldende normen. Zolang de relaties maar op de juiste manier worden weergegeven.

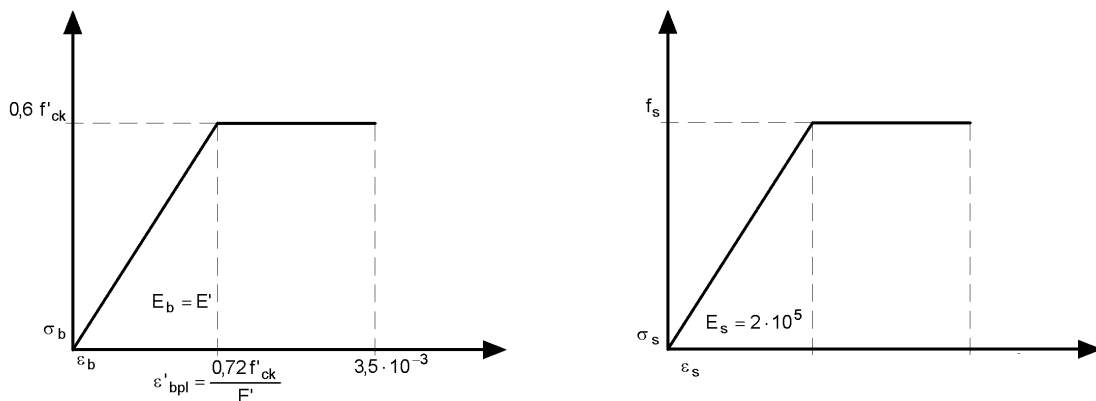
De parameterstudie is gedaan aan de hand van een M-(N)-k diagram dat is opgezet in een spreadsheet programma. Het M-(N)-k diagram dat wordt getekend bestaat uit een trilineaire grafiek zoals in figuur 4.2 en 4.3 is weergegeven. Met als punten de Oorsprong, het scheurmoment en scheurkromming, het vloeimoment en vloerkromming en het uiterste moment en uiterste kromming.

Bij het bepalen van de relaties tussen de materiaaleigenschappen en de stijfheid van de voorgespannen en niet voorgespannen kolom is uitgegaan van een "basis" kolom waarvan steeds één eigenschap wordt gevarieerd. Bij deze variatie wordt de spanning in het voorspanstaal en in het beton gelijk gehouden en er wordt voor gezorgd dat de kolom vierkant blijft. De gegevens van de basiskolom zijn weergegeven in figuur 4.6.

Betonkwaliteit	: B45	Hoogte	: 300 mm
		Breedte	: 300 mm
		Lengte	: 2.500 mm
		Betonstaal	: FeB500
		Oppervlakte wapeningsstaal	: 400 mm ²
Voorspanstaal	: FeP1860	Oppervlakte voorspanstaal	: 400 mm ²
		Werkvoorspankracht	: 575 kN

Figuur 4.6: gegevens overzicht van de "basis" kolom die is gebruikt bij parameteronderzoek naar de relaties tussen materiaal eigenschappen en stijfheid.

De vergelijkende grafieken die zijn gemaakt aan de hand van de gevarieerde eigenschappen (paragraaf 4.3.2. t/m 4.3.6 geven in de meeste gevallen de stijfheid van een gescheurde doorsnede ten tijde van het vloeimoment weer. Er is daarbij gekozen om een M-(N)-k diagrammen te onderzoeken met behulp van de spanning-rek diagrammen voor beton en wapeningsstaal die zijn weergegeven in figuur 4.7.



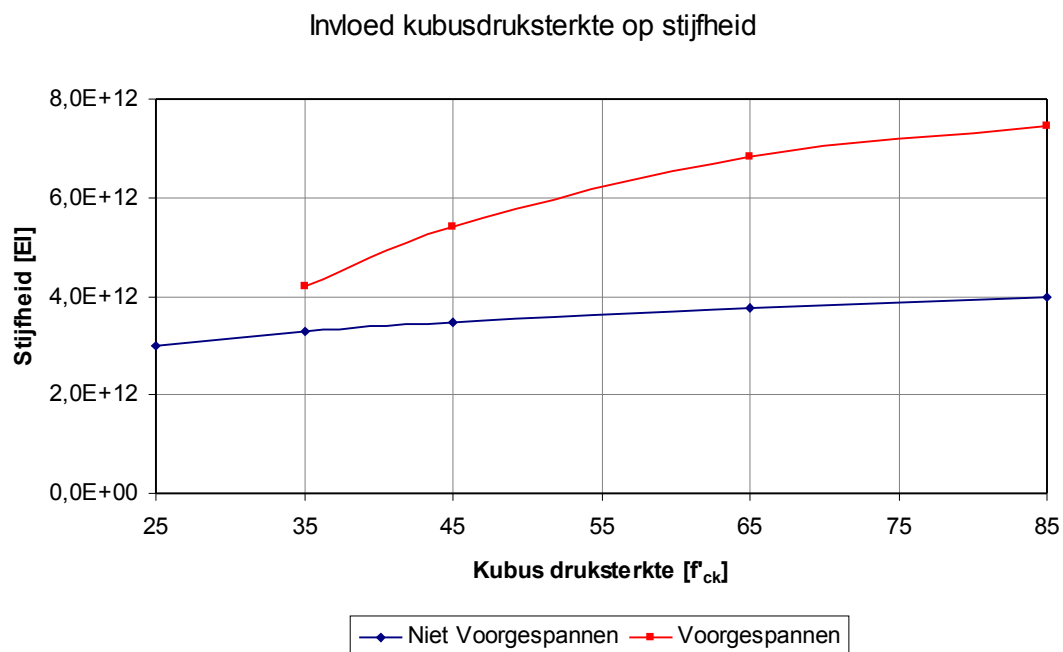
Figuur 4.7: spanning rek diagram voor respectievelijk beton en staal gebruikt voor parameterstudie.

De volgende materiaaleigenschappen worden belicht in deze parameterstudie:

1. Kubusdruksterkte (paragraaf 4.3.2)
2. Betonoppervlak (paragraaf 4.3.3)
3. Wapeningsstaal (paragraaf 4.3.4)
4. Voorspanning / normaalkracht. (paragraaf 4.3.5)

4.3.2 Kubusdruksterkte

De kubusdruksterkte van beton heeft een rechtlijnige invloed op de stijfheid van de niet gescheurde doorsnede. Een verhoging van de kubusdruksterkte brengt immers een verhoging van de E-modulus met zich mee. Voor de stijfheid van de gescheurde doorsnede heeft de vergroting van de E-modulus niet een rechtlijnig verband met de stijfheid.



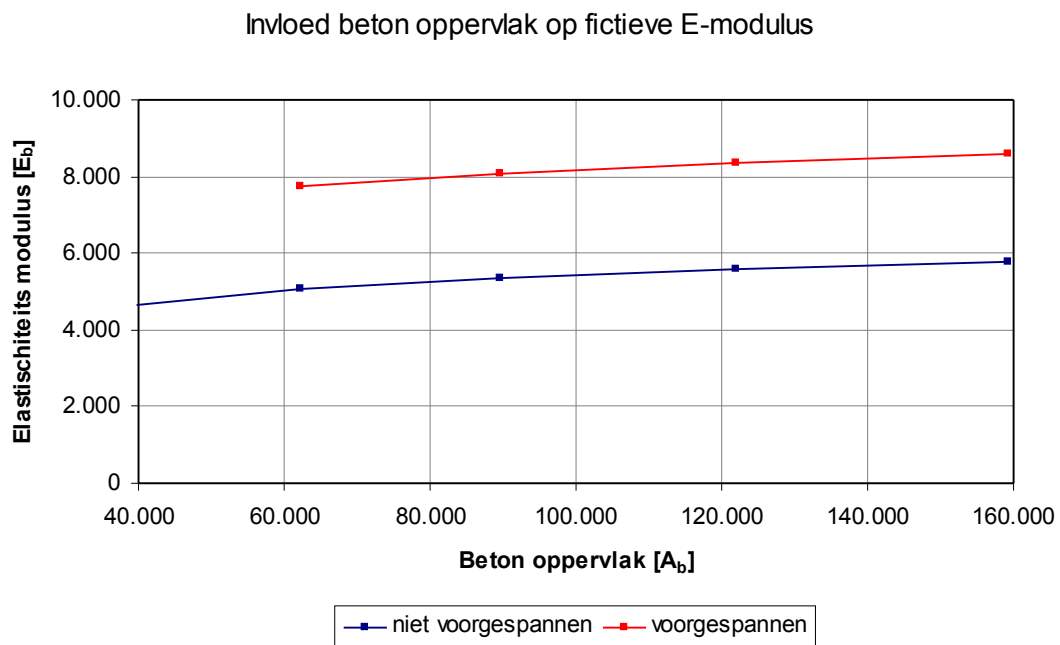
Figuur 4.8: stijfheden behorend bij de vloeiementen voor verschillende kubusdruksterkten gebaseerd op de basis gegevens in figuur 4.6

De kubusdruksterkte heeft nauwelijks invloed op de stijfheid van de niet voorgespannen kolom voor het vloeiement. Hierbij is het de wapening die zorgt voor bijna hetzelfde moment. Door de wijziging van de kubusdruksterkte wijzigt de hefboomsarm van de doorsnede maar de kracht in het wapeningsstaal blijft gelijk waardoor het moment niet veel veranderd. Als het wapeningspercentage het minimum wapeningspercentage onderschrijft is het scheurmoment groter dan het vloei en uiterst moment. Daarentegen heeft de kubusdruksterkte een grotere invloed op de stijfheid van de voorgespannen doorsnede. Een hogere betonkwaliteit kiezen dan B65 is onlogisch omdat na B65 de E-modulus nauwelijks toeneemt wanneer de kubusdruksterkte wordt vergroot (volgens CUR-aanbeveling 37 "hoge sterkte beton"). Bovendien neemt de grafiek (figuur 4.8) daar in steilheid af.

Het scheurmoment van zowel de voorgespannen als de niet voorgespannen doorsnede wordt door het vergroten van de kubusdruksterkte aanzienlijk hoger. Waarbij het scheurmoment van de niet voorgespannen kolom relatief meer toeneemt omdat een verdubbeling van de kubusdruksterkte leidt tot een verdubbeling van het scheurmoment. Bij de voorgespannen kolom zorgt een verdubbeling van de aanwezige spanning niet voor een verdubbeling van het scheurmoment. Ook hier geldt dat de toename bij betonkwaliteiten groter dan B65 nog maar minimaal is. Een betonkwaliteit groter dan B65 is voor dit doel dus ongeschikt.

4.3.3 Betonoppervlak

Het wijzigen van het betonoppervlak betekent automatisch een verandering van het traagheidsmoment, omdat bij een vergroting de kolom een vierkante doorsnede houdt. De invloed van het traagheidsmoment geeft misschien een vertekend beeld vandaar dat in figuur 4.9 niet de stijfheid maar de "fictieve" E-modulus als vergelijking dient.



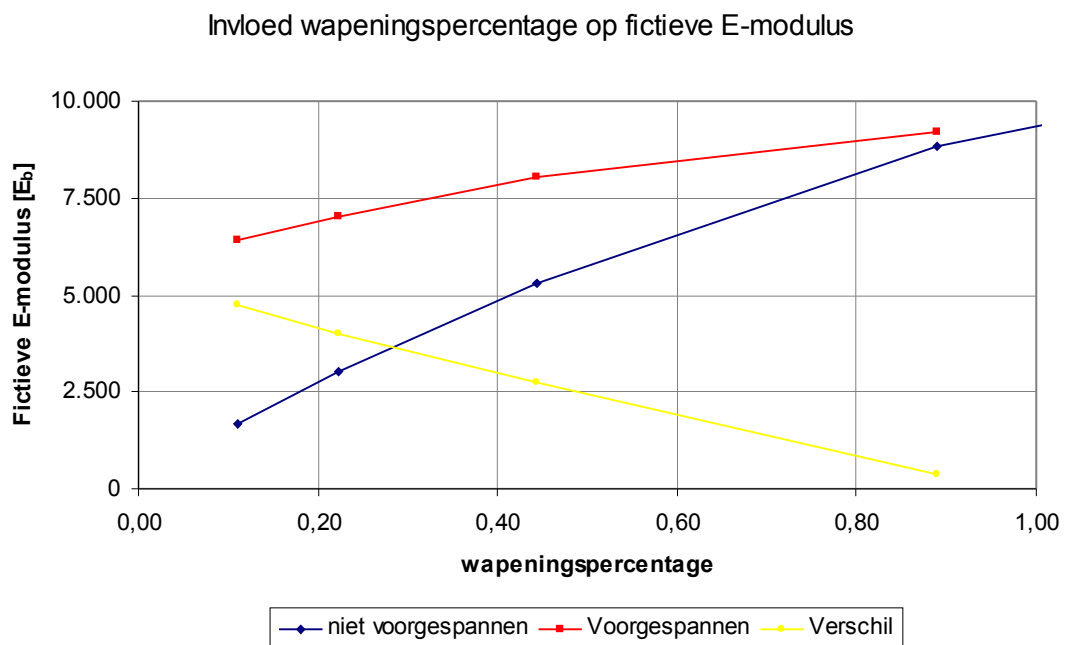
Figuur 4.9: E-moduli behorend bij de vloeimoment voor verschillende betonoppervlaktes gebaseerd op de basis gegevens uit figuur 4.7

De E-modulus van de niet voorgespannen kolom blijft bij een toenemend kolom oppervlak nagenoeg gelijk. Hetzelfde geldt voor de voorgespannen kolom. De E-modulus van de voorgespannen kolom is uiteraard hoger dan die van de niet voorgespannen kolom. In figuur 4.9

lopen de lijnen voor de voorgespannen en niet voorgespannen doorsnede evenwijdig. De invloed van het betonoppervlak is dus voor een voorgespannen kolom hetzelfde als voor een niet voorgespannen kolom.

4.3.4 Wapeningsstaal

Het wijzigen van de hoeveelheid trekwapening in een niet voorgespannen doorsnede heeft geen invloed op het scheurmoment. En slechts een kleine invloed op het scheurmoment van een voorgespannen doorsnede. Dit verschil wordt veroorzaakt doordat de drukspanning ten gevolge van de voorspanning in het beton verandert bij een verandering van de hoeveelheid wapeningsstaal. De invloed van het wapeningspercentage op een gescheurde doorsnede wordt in figuur 4.10 weergegeven.



Figuur 4.10: E-moduli behorend bij de vloeioment voor verschillende wapeningspercentages gebaseerd op de basis gegevens uit figuur 4.6

De invloed van wapening is veel groter op de stijfheid van de niet voorgespannen doorsnede dan op de stijfheid van de voorgespannen doorsnede. Vandaar dat in figuur 4.10 de stijfheden voor de voorgespannen en niet voorgespannen doorsnede naar elkaar toe komen. Dit komt doordat bij een toenemende hoeveelheid wapening de betondrukzone tijdens het vloeioment groter wordt. Hierdoor neemt de afstand tussen het zwaartepunt van de betondrukzone en de centrische

voorspanning (arm) steeds meer af waardoor de invloed van de voorspanning op het moment steeds minder wordt. Bij een lager wapeningspercentage is de stijfheidswinst door de voorspanning veel groter dan bij een hoger wapeningspercentage.

4.3.5 Voorspanning en normaalkracht

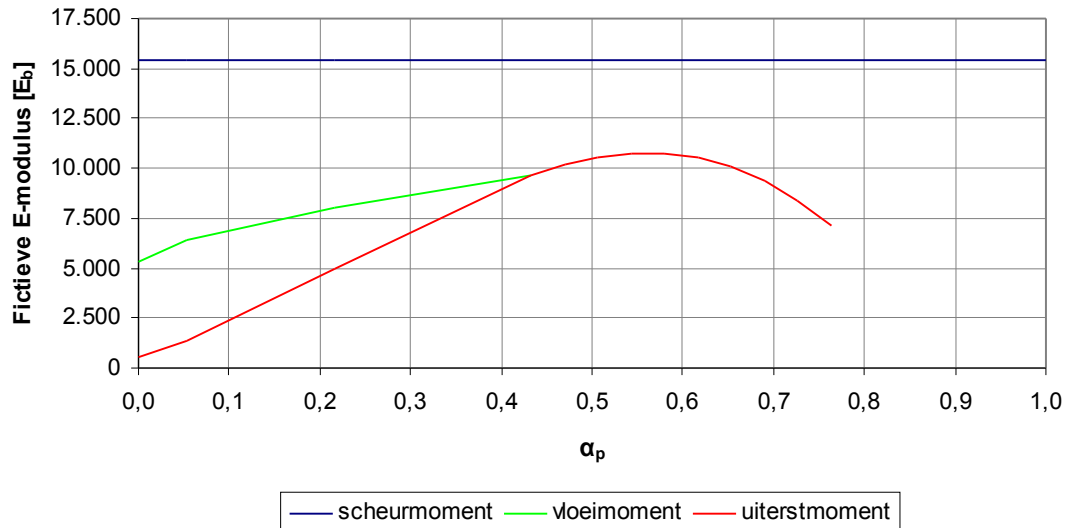
Zoals figuur 4.3 laat zien zorgt een wijziging van de voorspanning voor een wijziging van het scheurmoment. In figuur 4.3 zijn enkel trilineaire M-N-k diagrammen getekend. Er kan echter ook sprake zijn van een bi-lineair verloop wanneer een grote normaal- of voorspankracht aanwezig is. De doorsnede bezwijkt dan op betonstuik waarbij de wapening aan de getrokken zijde niet vloeit.

Het voorspannen van een betonnen kolom heeft in feite dezelfde invloed als het aanbrengen van een normaalkracht. Het verhogen van de normaalkracht of voorspankracht kan bij een gescheurde doorsnede leiden tot een grotere stijfheid van de kolom. De factor $\alpha_n = N'_d / N_u$ geeft de verhouding tussen de aanwezige normaalkracht en de maximaal opneembare normaalkracht aan. Voor de normaalkracht kan dit geval ook de voorspankracht worden ingevuld, deze factor is α_p genoemd. Een toename van α_p betekent een toename van de drukspanning in de kolom ten gevolge van de voorspanning; als er geen sprake is van voorspanning is $\alpha_p = 0$. Wanneer alleen de voorspanning zorgt voor een drukspanning in de betondoorsnede schrijven we α_p als:

$$\alpha_p = \frac{F_{pw}}{(A_b * f'_b) + (A_s * f_s)} \quad (4-4)$$

In figuur 4.11 is de factor α_p uitgezet tegen de fictieve E-modulus.

Involed voorspanning op stijfheid



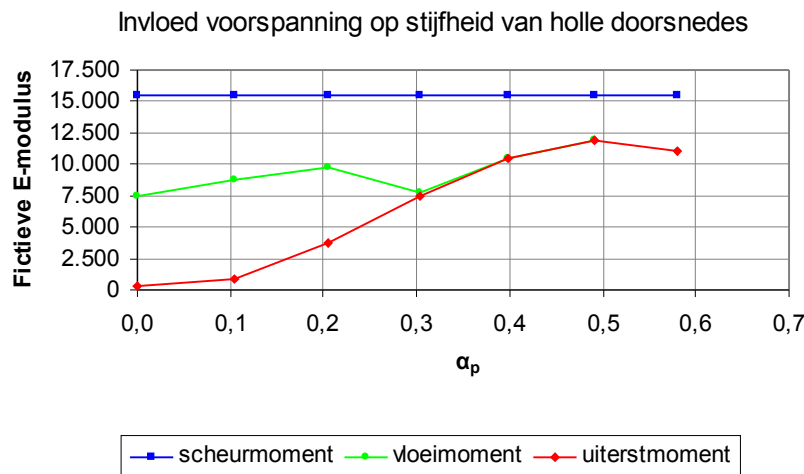
Figuur 4.11: E-moduli behorend bij de scheurmoment, vloeimoment en uiterstmoment voor verschillende voorspanningen gebaseerd op de basis gegevens uit figuur 4.7

Voor een ongescheurde doorsnede is de stijfheid onafhankelijk van de normaalkracht of voorspankracht. De stijfheid bij het vloeimoment wordt groter naarmate de voorspanning in de kolom groter wordt, totdat de doorsnede op betonstuik bezwijkt en de wapening ten tijde van het bezwijken niet meer vloeit (bi-lineair M-N-kappa diagram). De stijfheid bij het uiterste moment wordt bijna rechtlijnig groter bij het groter worden van van α_p . Er is een waarde waarna het verhogen van de voorspanning alleen een verlaging van de stijfheid tot gevolg heeft. In figuur 4.12 is de top van de grafiek te vinden bij $\alpha_p = 0,57$. Na deze maximale waarde is de spanning in de doorsnede door de drukspanning al zo groot dat er te weinig "vlees" overblijft om een groter moment op te nemen. Bij $\alpha_p = 1$ is de doorsnede niet meer in staat om een moment op te nemen.

4.3.6 Holle doorsneden

De relaties tussen de verschillende materiaaleigenschappen en de stijfheid die zijn weergegeven in paragrafen 4.3.2. tot en met 4.3.5 hebben allen betrekking op massieve rechthoekige doorsneden. (kolommen)

Het is gebruikelijk dat juist holle doorsneden (kernen) de stabiliteit van een gebouw verzorgen. Er is in paragraaf 4.1.2 aangegeven dat de stabiliteitsverzorgende elementen van een gebouw het meest in aanmerking komen om te worden voorgespannen vanwege de grote horizontale belasting. Om die reden is een zelfde parameterstudie is gedaan voor zogenoemde holle doorsneden. De resultaten hiervan wijken niet af van de resultaten voor massieve doorsneden uit de voorgaande paragrafen. Om daarvan blijk te geven is in figuur 4.12 de relatie tussen de voorspanning en de fictieve E-modulus voor holle doorsneden gegeven, zoals in figuur 4.11 dezelfde relatie is gegeven voor massieve doorsneden.



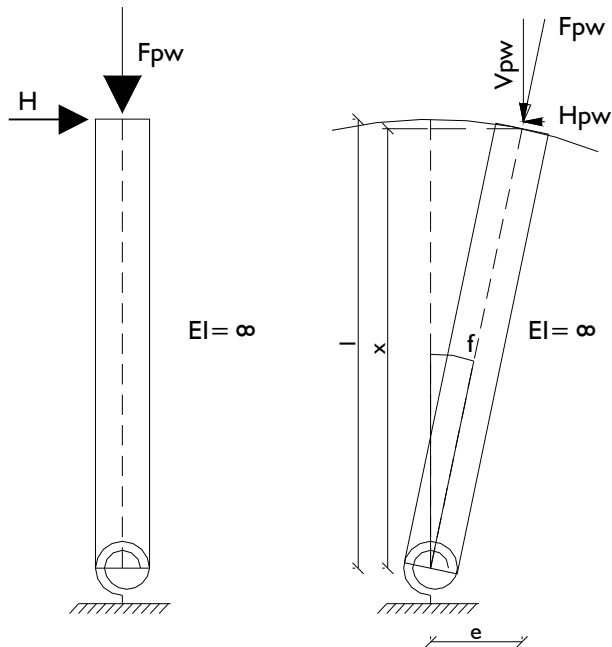
Figuur 4.12: E-moduli behorend bij de scheurmoment, vloeimoment en uiterstmoment voor verschillende voorspanningen voor holle doorsneden.

4.4 Voorspanning en 2^e orde

Voor stabiliserende elementen van een gebouw speelt de 2^e orde effect op de constructie een belangrijke rol bij het dimensioneren en bij de krachtverdeling. Een 2^e orde moment wordt veroorzaakt door de 1^e orde horizontale vervorming van de constructie en de te stabiliseren normaalkracht. Een belangrijke vraag is of centrische verticale voorspanning een invloed heeft op het 2^e orde moment. Als het voordeel wat gehaald wordt door een stabiliteitselement voor te spannen teniet wordt gedaan door een vergroting van het 2^e orde moment dan heeft voorspannen weinig zin.

De invloed van centrische verticale voorspanning wordt bekeken aan de hand van een tweetal schema's. Het eerste schema bestaat uit een oneindig stijve kolom met een rotatieveer aan de

onderkant. In dit geval kan worden gesteld dat er nooit een 2^e orde moment zal ontstaan door de aanwezige voorspanning. De werklijn van deze resultante gaat namelijk altijd door de as van de kolom. Wanneer het momentenevenwicht wordt uitgeschreven blijkt figuur 4.13 in dit ook zo te zijn.



Moment ten gevolge van verticale component = $V_{pw} * e$

Moment ten gevolge van horizontale component = $H_{pw} * x$

Voor de excentriciteit e: $\frac{e}{l} = \sin(\varphi) \quad e = l * \sin(\varphi)$

En voor de lengte x: $\frac{x}{l} = \cos(\varphi) \quad x = l * \cos(\varphi)$

En voor V_{pw} : $\frac{V_{pw}}{F_{pw}} = \cos(\varphi) \quad V_{pw} = F_{pw} * \cos(\varphi)$

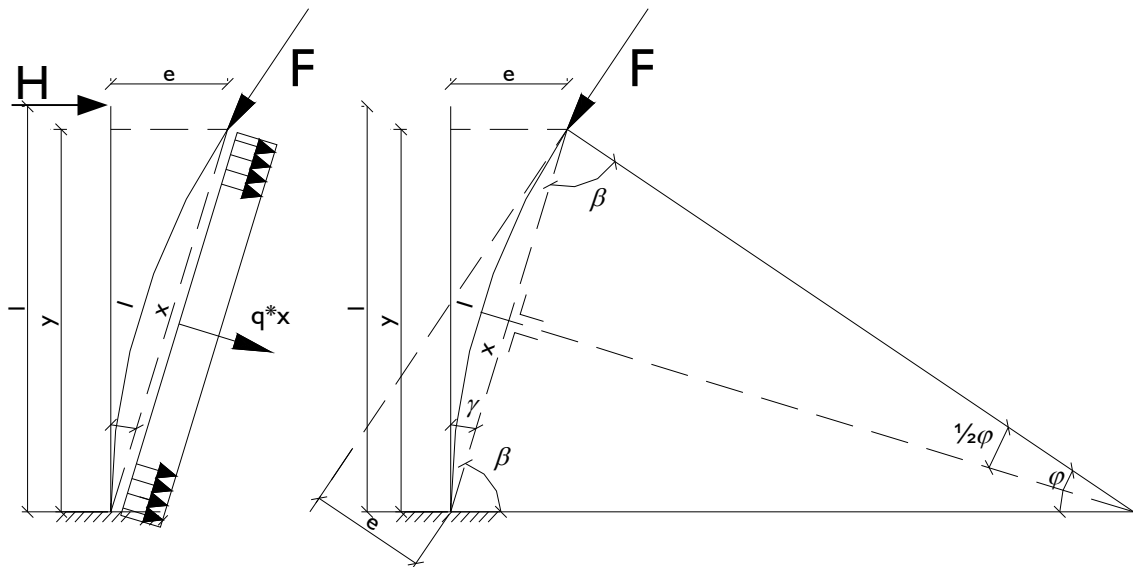
En voor H_{pw} : $\frac{H_{pw}}{F_{pw}} = \sin(\varphi) \quad H_{pw} = F_{pw} * \sin(\varphi)$

Uitgeschreven momenten: $M_h = F * \sin(\varphi) * l * \cos(\varphi) =$

$M_v = F * \cos(\varphi) * l * \sin(\varphi)$

Figuur 4.13: schematisering van een voorgespannen oneindig stijve kolom met verende inklemming, met een 1^e orde excentriciteit e ten gevolge van een horizontale kracht.

Er is dus in dit model geen sprake van een 2^e orde moment, ten gevolge van verticale voorspanning. Om te kunnen concluderen dat centrische verticale voorspanning geen invloed heeft op het 2^e orde moment wordt nog naar een tweede schema gekeken. Het tweede schema bestaat uit een kolom die niet oneindig stijf is en dus vervormd. Daarentegen is de kolom aan de onderkant ingeklemd, figuur 4.14. De vervorming van de kolom is cirkelvormig aangenomen.



De aangegeven hoeken worden gedefinieerd :

$$\beta = \frac{\pi - \varphi}{2}$$

en

$$\gamma = \frac{\pi}{2} - \beta = \frac{\pi + \varphi - \pi}{2} = \frac{\varphi}{2}$$

De krommingsdruk tgv het kabelverloop als :

$$q_p = \frac{F_p}{R}$$

De aangegeven lengtes worden geschreven als :

$$x = 2 * R * \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right)$$

en

$$e = 2 * R * \sin(\gamma) * \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right) = 2 * R * \sin^2\left(\frac{\varphi}{2}\right)$$

Hieruit volgt voor de momenten :

$$M_q = \frac{1}{2} * q_p * x^2 = \frac{F_p * \left(2 * R * \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right)\right)^2}{2 * R} = 2 * R * \sin^2\left(\frac{\varphi}{2}\right) * F_p =$$

$$M_f = F_p * e = 2 * R * \sin^2\left(\frac{\varphi}{2}\right) * F_p$$

Figuur 4.14: schematisering van ingeklemde voorgespannen kolom met een niet oneindige stijfheid, met een 1^e orde excentriciteit e ten gevolge van een horizontale kracht.

Door de kromming van de kolom ontstaat er een gekromde kabel wat leidt tot een krommingsdruk (q_p). Het moment ten gevolge van de krommingsdruk is even groot als het moment dat wordt veroorzaakt door de voorspankracht (F_p) zodat er geen sprake is van een 2^e orde moment. Bij beide schema's is geen sprake van een invloed op het 2^e orde moment daarmee is vastgesteld dat centrische verticale voorspanning geen invloed heeft op het 2^e orde moment.

4.5 Invloed op dynamisch gedrag

Door een gescheurde constructie voor te spannen is het mogelijk om de stijfheid van deze constructie te vergroten. Een grotere stijfheid heeft rechtstreeks tot gevolg dat de vervorming afneemt. Maar wat is de invloed van een grotere stijfheid op het dynamisch gedrag van een constructie?

Aan de hand van de formule voor de eigenfrequentie is te zien dat een grotere stijfheid leidt tot een hogere eigenfrequentie, voor de eigenfrequentie van een ingeklemde kolom geldt:

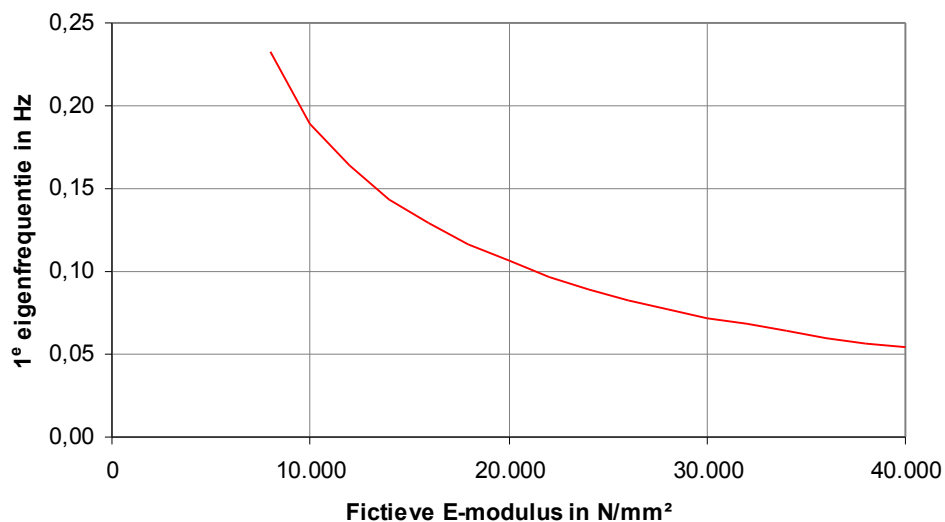
$$f_e = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{k}{m_e}} \text{ in Hz} \quad (4-5)$$

k = Veerstijfheid van het gebouw

m_e = Meewerkende massa

f_e = Eigenfrequentie

Invloed stijfheid op eigenfrequentie



Figuur 4.15: relatie tussen eigenfrequentie stijfheid als fictieve E-modulus

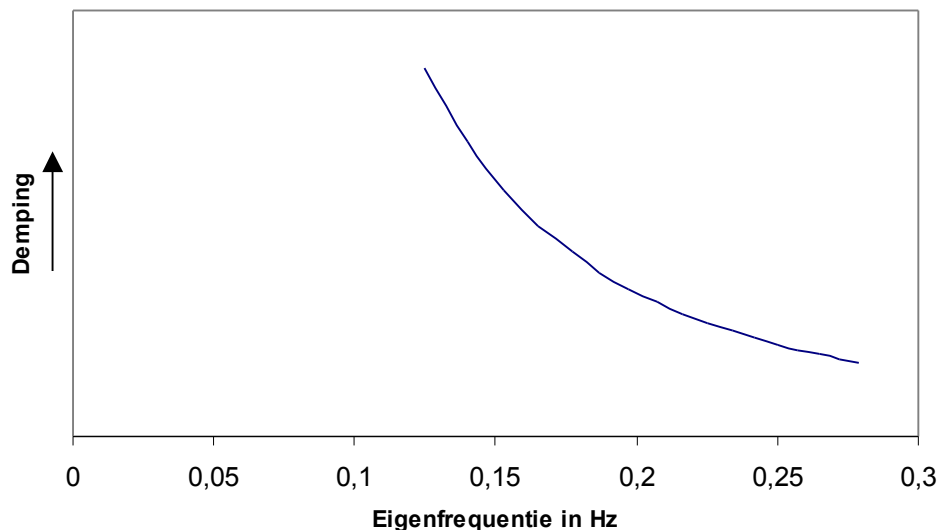
Een verhoging van de stijfheid heeft een verhoging van de (1^e) eigenfrequentie tot gevolg, dit is uit figuur 4.15 af te lezen. Een hogere eigenfrequentie leidt in principe tot een lagere versnelling. Dit

zou betekenen dat een grotere stijfheid gunstiger is voor het dynamisch gedrag van een kolom (gebouw). Waar geen rekening mee is gehouden is de invloed van de demping (D). De demping wordt door de eigenfrequentie negatief beïnvloed waardoor de afname van de versnelling niet zo groot is als de afname van de eigenfrequentie in figuur 4.15 doet vermoeden. De invloed van de eigenfrequentie en de vervorming aan de top (stijfheid) op de demping kan in formulevorm geschreven worden als (afkomstig uit: "wind induced dynamic behaviour of tall buildings, G.P.C. Oosterhout, proefschrift TU Delft [1])

$$D = 0,01 * f_e + 10^{0,5\sqrt{d}} * \frac{\hat{u}_{top}}{H} \text{ in \% met hierin:} \quad (4-6)$$

- d= Gebouw breedte
- H= Gebouw hoogte
- f_e = Eigenfrequentie
- \hat{u}_{top} = Maximale dynamische vervorming aan de top
- D= Demping

Relatieve invloed eigenfrequentie op demping



Figuur 4.16: relatieve relatie tussen eigenfrequentie en de demping.

In de formule 4-6 kan worden herkend dat door een groter stijfheid de maximale dynamische verplaatsing (\hat{u}_{top}) afneemt waardoor ondanks dat de eigenfrequentie (f_e) toeneemt de demping (D)

minder wordt. Het vergroten van de stijfheid van een constructie is niet de meest effectieve manier om de versnelling van een constructie te verkleinen, hiervoor zijn het vergroten van de demping en de massa beter geschikt. Vandaar dat de invloed van verticale voorspanning op het dynamisch gedrag minimaal is.

4.6 Invloed op dwarskracht opname.

Hoewel het aanbrengen van verticale voorspanning in eerste instantie bedoeld is voor het vergroten van de stijfheid van een kolom brengt voorspannen nog een voordeel met zich mee. Een in een doorsnede aanwezige normaaldrukspanning zorgt voor een verhoging van de door het beton opneembare dwarskracht. De mate waarin de opneembare dwarskracht mag worden verhoogd is afhankelijk van het wel of niet gescheurd zijn van de doorsnede door het moment. In figuur 4.17 is voor beide gevallen de in de norm gehanteerde methode voor het bepalen van de door het beton opneembare dwarskracht weergegeven.

Is de doorsnede ongescheurd dan mag de door het beton opneembare dwarskracht volgens NEN 6720 als volgt worden bepaald.

$$\tau_1 = \frac{1}{d \cdot S} \cdot \sqrt{f_b^2 + f_b \cdot \sigma'_{bmd}} \quad (4-7)$$

Wanneer de doorsnede wel gescheurd is door het moment mag de door het beton opneembare dwarskracht (τ_1) worden vergroot met τ_n in dit geval geldt volgens NEN 6720.

$$\tau_u = \tau_1 + \tau_s + \tau_n \not\geq \tau_2 \quad \text{met} \quad (4-7-1)$$

$$(4-7-2)$$

$$\tau_n = 0,15 \sigma'_{bmd} \quad (4-7-3)$$

$$\tau_s = \frac{0,9 f_s A_s}{b} \quad (4-7-4)$$

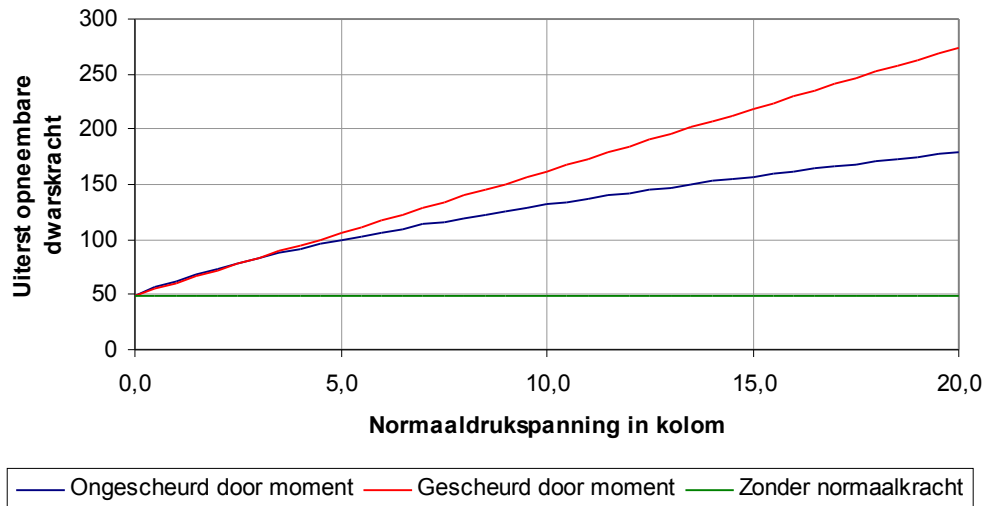
$$\tau_1 = 0,4 f_b \quad (4-7-5)$$

$$V_u = b \cdot d \cdot \tau_1$$

De grafiek hieronder geeft voor de kolom uit figuur 4.7 de relatie tussen de normaalkracht en de uiterst opneembare dwarskracht weer. Tevens is er een scheiding tussen door het moment gescheurde en ongescheurde doorsneden gemaakt.



Door beton opneembare dwarskracht



Figuur 4.17: invloed van een normaaldrukspanning in een doorsnede op de door het beton opneembare dwarskracht.

De vergroting van de door het beton opneembare dwarskracht is een bijkomend voordeel wat kan leiden tot een besparing van dwarskracht wapening.

5. UITGANGSPUNTEN

In het hoofdstuk hiervoor is uitgebreid ingegaan op de invloeden van en op verticale voorspanning. Daaruit komt naar voren dat een toepassing van verticale voorspanning een gunstig effect kan hebben op de stijfheid van “holle” en “massieve” kolommen. Het onderzoek wijst er wel op dat een onderdeel belast moet worden door een grote horizontale kracht om dit effect te hebben. Wat betekent dat alleen stabiliteit verzorgende elementen in aanmerking komen om te worden voorgespannen.

Het voorspannen van een compleet gebouw is anders dan het voorspannen van één kolom. Daarom kan aan de hand van het vooronderzoek uit hoofdstuk 4 niet direct worden geconstateerd dat voorspanning van het “voorbeeld” gebouw zin heeft.

In het vervolg van dit rapport wordt de mogelijkheid van verticale voorspanning op het voorbeeld project, figuur 3.2, onderzocht. Een tweetal stabiliteit structuren zullen hierin aan de orde komen, een stabiliteitkern en een gevelbuis. Er wordt bekeken hoe en in welke mate winst mogelijk is voor de vervorming en de 2^e orde door voorspanning.

Tijdens dit onderzoek is specifiek gezocht naar een mogelijkheid om voordeel te halen uit verticale voorspanning. De toepassing van de voorspanning wordt daarom ook gezocht in de stabiliteitselementen van het kantoorgebouw. Onderdelen zoals gevels, vloeren en de fundering worden in dat kader niet behandeld maar zijn wel onderdeel van het grote geheel, en komen daarom wel voor in de berekeningen. In deze paragraaf worden deze onderdelen beschreven, zij dienen net als de materiaaleigenschappen en de belasting als uitgangspunten voor het onderzoek naar verticale voorspanning.

5.1 Stijfheid BGT en UGT

Deze paragraaf is bedoeld om de uitgangspunten te beschrijven die betrekking hebben op de te berekenen stijfheden. De toepassing van verticale voorspanning moet leiden tot een verhoging van de stijfheid. De stijfheid wordt in een aantal berekeningen gebruikt in het kader van dit onderzoek wordt het beperkt tot de **vervorming** en de **tweede orde invloed**. Bij beide berekeningen wordt op een andere manier gebruik gemaakt van de stijfheid. De uitgangspunten bij het bepalen van deze stijfheden zijn verschillend en leiden daarom tot verschillende stijfheden.

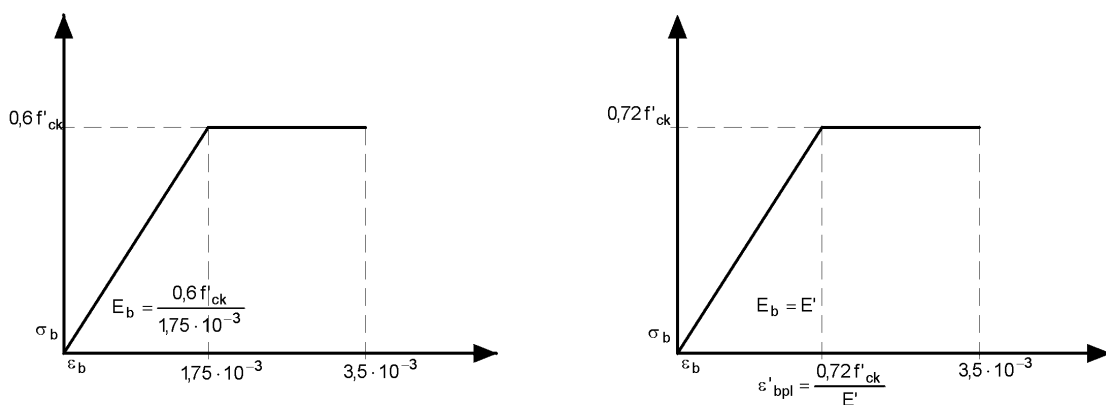
Het belangrijkste verschil tussen de vervorming en de 2^e orde is dat de vervorming wordt bepaald in de Bruikbaarheids Grens Toestand en de 2^e orde in de Uiterste Grens Toestand. Dit is bepalend voor de uitgangspunten en de te gebruiken belastingen.

Voor het bepalen van de maatgevende belasting is in dit onderzoek gebruik gemaakt van de combinaties die in figuur 5.1 staan aangegeven. Voor de vervorming die bepaald wordt in de BGT wordt gerekend met een momentane belasting zonder veiligheidsfactoren. De belastingen zijn aangehouden zoals in de NEN 6702 "vervormingen en belastingen" wordt aangegeven.

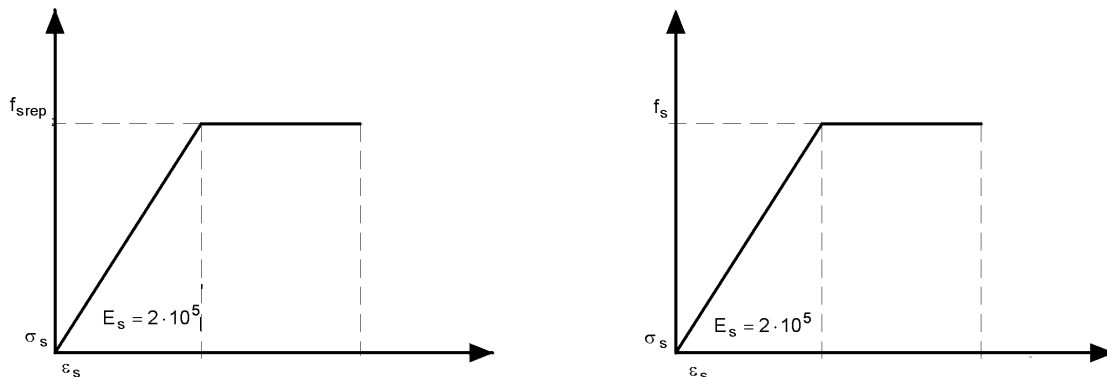
	Maatgevende Combinatie(s)
Vervorming	1 x Permanent + 1 x Momentaan
2 ^e orde	1,2 x Permanent + 1,5 x Momentaan 1,35 x Permanent
2 ^e orde gunstig	0,9 x Permanent

Figuur 5.1: overzicht mogelijke combinatie voor het bepalen van de belasting

Ook de materiaaleigenschappen van beton, waarmee gerekend mag worden in de UGT en BGT verschillen. De gebruikte spannings-tek diagrammen voor beton en wapeningsstaal zijn in figuur 5.2 en 5.3 weergegeven.



Figuur 5.2: spannings tek diagram van beton voor respectievelijk 2^e orde UGT en vervorming BGT.



Figuur 5.3: spannings-tek diagram van wapeningsstaal voor respectievelijk 2^e orde UGT en vervorming BGT.

Doordat de vervorming van korte duur is en de 2^e orde wordt berekend voor de lange duur is er een verschil tussen de rekenwaarde voor de verschillende spanningen. Daarnaast mag in de BGT met een treksterkte van beton worden gerekend terwijl voor in de UGT juist niet met een treksterkte mag worden gerekend.

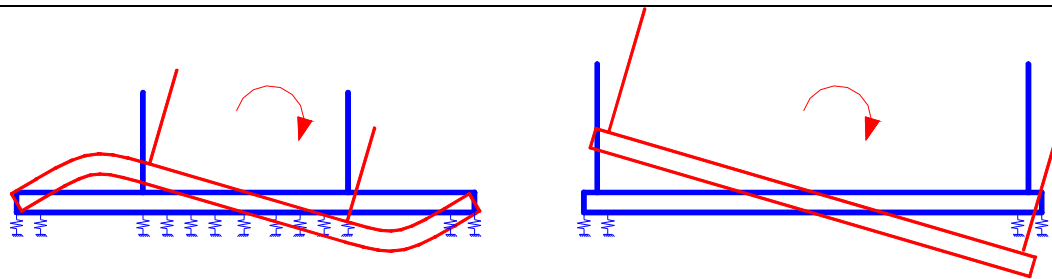
De uitgangspunten die hier worden gegeven zorgen voor een andere invloed van verticale voorspanning op de vervorming en 2^e orde. De mogelijkheid om voor te spannen verschilt per stabiliteits-element, de kern kan in zijn geheel worden voorgespannen terwijl voor de gevelbuis gekozen is voor voorspanning per kolom en ligger.

5.2 Palen

Het palenplan is gebaseerd op sonderingen in de buurt van het gebouw. Namelijk een sondering gemaakt voor twee torens (A+B) aan de Bijlmerdreef in Amsterdam. In overleg is gekozen voor de volgende palen: in de grond gevormde palen met een schacht diameter van 500 mm en een voetdiameter van 550 mm deze zullen worden geheid tot een diepte van 35 meter onder NAP. Aangezien het maaiveld op een hoogte van ongeveer 4 meter onder NAP ligt hebben de palen een lengte van 31 meter. Aan de hand van de sonderingen is het draagvermogen van 1 paal vastgesteld op 4.000 kN. Deze paal wordt als standaard paal gebruikt onder de gehele fundering. In bijlage 2, rapport tussencolloquium: "ontwerp referentie stabiliteitsconstructie", wordt uitgebreid ingegaan op de bepaling van de rekenkundige uitgangspunten.

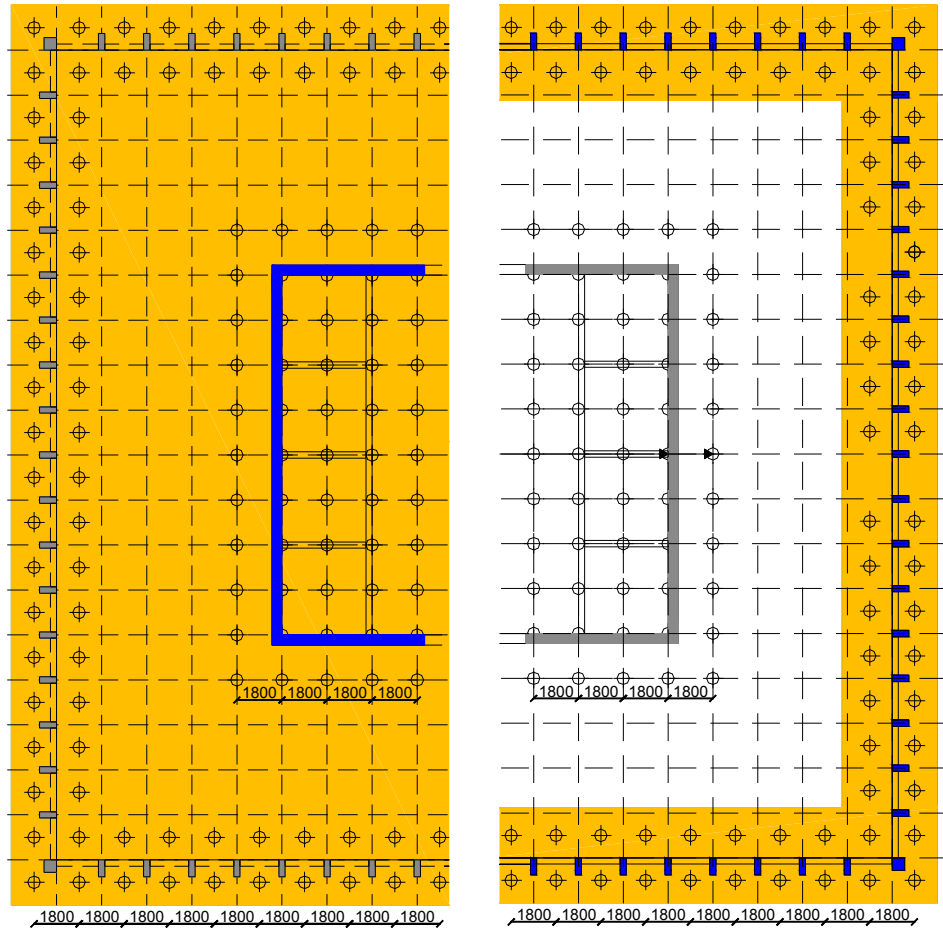
5.3 Funderingkeuze

Bij de keuze van de fundering en het palenplan is de draagkracht van de palen van belang, aan de hand van het gebouwgewicht en de paal draagkracht wordt het aantal palen bepaald. Daarnaast moet de fundering zorgen voor de stabiliteit, de horizontale verplaatsing van een gebouw ten gevolge van de rotatie van de fundering moet binnen een vastgestelde grens blijven. Om daarvoor te zorgen moet de rotatiestijfheid van de fundering voldoende groot zijn. De rotatiestijfheid van de fundering is niet alleen afhankelijk van de stijfheid van de fundering maar ook van de manier waarop de krachten van het verticale stabiliteits-element naar de fundering worden afgedragen. Omdat de krachtsafdracht anders is bij de kern dan bij de gevelbuis zorgt een vergelijkbaar palenplan voor een andere rotatiestijfheid. In figuur 5.4 is een beeld gegeven van de vervorming van een kern en een gevelbuis.



Figuur 5.4: schematische vervorming van fundering bij een kern (links) en een gevelbuis (rechts)

Bij de stabiliteitsverzorgende gevelbuis worden de krachten rechtstreeks afgevoerd naar de palen terwijl bij de stabiliteitskern de krachten in de kern gedeeltelijk rechtstreeks worden afgevoerd naar de palen onder de kern en gedeeltelijk naar de buitenste palen. Dit heeft tot gevolg dat de fundering van de gevelbuis stijver is dan de fundering van de kern. Daarnaast is het bij de gevelbuis gunstig om de palen die voor de stabiliteit zorgen aan de buitenkant te zetten. Bij de stabiliteitskern hebben palen aan de buitenkant minder effect. De invloed op de rotatiestijfheid van de palen onder de gevel is afhankelijk van de stijfheid van de funderingsplaat. In figuur 5.5 zijn wordt zowel de fundering voor de stabiliteitsverzorgende kern als gevelbuis getoond.



Figuur 5.5: palenplan voor de kern (links) met een funderingsplaat (oranje) van 1500 mm en de gevelbuis (rechts) met een dikte van 2000 mm (oranje)

De verschillen tussen de stabiliteitsverzorgende kern en de gevelbuis leiden tot een andere funderingsopzet voor beide structuren. De palen onder de kern geven de fundering van de stabiliteitskern niet een voldoende grote rotatiestijfheid daarom is een funderingsplaat met een dikte van 1500 mm noodzakelijk om de buitenste palen voldoende te betrekking in de krachtenafdracht. Bij de stabiliteitsverzorgende gevelbuis doen de palen onder de kern amper mee in de stabiliteit daarom zijn alleen de palen in de gevel voldoende voor de rotatiestijfheid. Vandaar dat bij de fundering van de gevelbuis alleen de randbalk een dikte heeft van 2000 mm.

6. STABILITEITSKERN

Een kern is een in Nederland veel toegepast element om de stabiliteit van een gebouw te verzorgen. Dit is ook één van de redenen dat ik ervoor gekozen heb om te onderzoeken in welke mate voorspanning hierin een positieve rol kan spelen.

Voorspanning heeft op een stabiliteitskern min of meer hetzelfde effect als op een holle kolom. Hiervan is in hoofdstuk 4.3 de invloed van verticale voorspanning op onderzocht. Het verschil tussen de kern en de holle kolom uit hoofdstuk 4.3 is dat de kolom slechts belast wordt door één normaalkracht en één horizontale kracht. Een stabiliteitskern echter wordt belast door een gelijkmatig verdeelde normaalkracht en een horizontale q-last (wind). Bovendien heeft een stabiliteitskern een aanpendelende belasting omdat de kern stabiliteitsverzorgend is.

Vanwege de kleine hoogte van een kolom is het hierbij mogelijk om deze in één keer voor te spannen. De hoogte van de kern laat het echter niet toe om de voorspanning in één keer aan te brengen. Bij een kern moet de voorspanning worden aangebracht in delen. Dit heeft als voordeel dat de grootste voorspankracht niet over de hele hoogte hoeft te worden aangebracht.

In bijlage 2 en 3, respectievelijk rapport tussencolloquium: “ontwerp referentie stabiliteitsconstructie” en rapport eindcolloquium: “toepassing van verticale voorspanning”, is gezocht naar de kernconstructie(s) die het gunstigst zijn om verticale voorspanning in aan te brengen. Hierin zijn een aantal kernen gepasseerd die om de één of andere reden hiervoor niet in aanmerking komen. Deze kernen worden in deze scriptie niet meer behandeld. In de volgende hoofdstukken wordt alleen een beeld gegeven van de werkwijze. Waarna de resultaten worden gepresenteerd voor de kernen die in aanmerking komen om te worden voorgespannen.

6.1 Werkwijze

In hoofdstuk 5.1 zijn een aantal uitgangspunten vastgelegd, de uitgangspunten die betrekking hebben op een stabiliteitskern zijn gehanteerd. In de zoektocht naar een voor de voorspanning voordelige kern is het noodzakelijk om vergelijkingsmateriaal te hebben. Dit vergelijkingsmateriaal is gevonden in de vorm van een niet voorgespannen variant van de stabiliteitskern. Deze referentie kern voldoet aan de eis aan de horizontale verplaatsing die daaraan wordt gesteld door de norm. In principe komt daar bij dat de 2^e orde factor acceptabel dient te zijn.

Bij de uitgangspunten is aangegeven dat verticale voorspanning invloed kan hebben op twee stijfheden. Dit zijn de stijfheid in de Bruikbaarheids Grens Toestand (BGT) waarmee de vervorming van het gebouw wordt bepaald. En de stijfheid in de Uiterste Grens Toestand (UGT) waarmee de kritische kniklast en de 2^e orde factor wordt bepaald. In de UGT wordt ook de wapening berekend.

De voorspanning wordt aangebracht om te voorkomen dat de doorsnede scheurt in de BGT en de UGT. De voorspanning heeft dus alleen zin wanneer de niet voorgespannen kerndoorsnede gescheurd is in de UGT en/of de BGT.

De winst in stijfheid, door het ongescheurd blijven van de doorsnede, zal voor de BGT tot uitdrukking komen in een afname van de vervorming. Een vergroting van de stijfheid in de BGT heeft ook invloed op de eigenfrequentie van het gebouw, maar zoals in hoofdstuk 4.5 is aangegeven nauwelijks op de versnelling. Voor de UGT zal een grotere stijfheid leiden tot een hogere kritische kniklast en, daarmee samenhangend, een kleiner 2^e orde invloed. Daarnaast kan er worden bespaard op de wapening doordat de doorsnede in UGT ongescheurd blijft. In een ongescheurde betondoorsnede heeft wapening in principe geen nut, omdat wapening pas bij een gescheurde doorsnede trekkracht kan opnemen. Een overzicht van de winst die te behalen valt door voor te spannen is gegeven in figuur 6.1.

Grenstoestand	Winst
Bruikbaarheids	Verkleining vervorming
	Hogere eigenfrequentie
Uiterste	Vergroting kritische kniklast
	Verkleining 2 ^e orde invloed
	Vermindering moment wapening

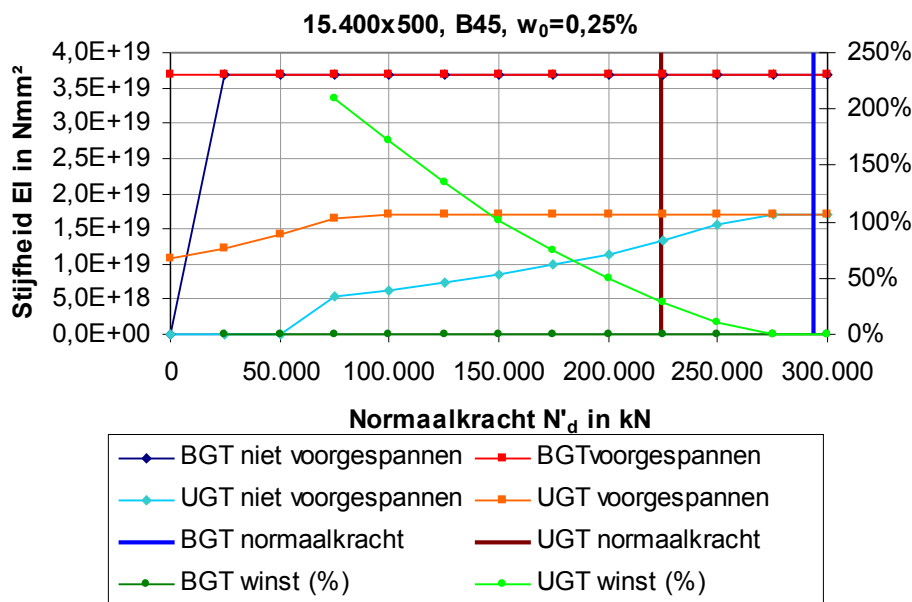
Figuur 6.1: overzicht van de winst per grenstoestand die te behalen is door verticaal voor te spannen.

6.2 Resultaten

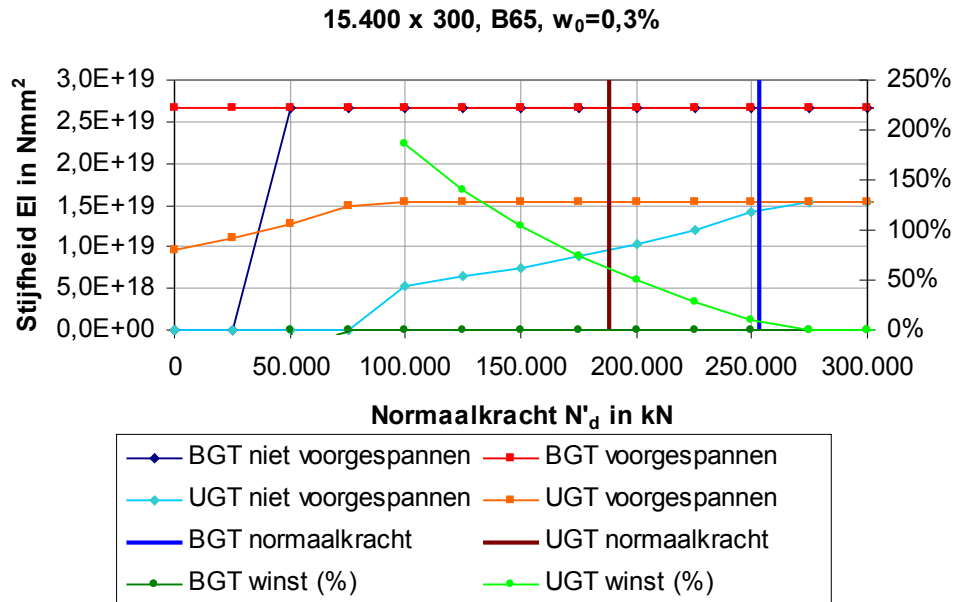
Er komen uit het rapport eindcolloquium een drietal kernen waarbij de voorspanning een dusdanige invloed heeft dat deze interessant zijn om te bekijken. Van deze drie kernen zijn grafieken gemaakt waarin de normaalkracht op de kern is uitgezet tegen de stijfheid voor zowel een voorgespannen als niet voorgespannen constructie. Hierbij is gebruik gemaakt van het

moment aan de onderkant van de kolom. In figuur 6.2 t/m 6.4 zijn voor de drie interessante kernen de zojuist omschreven grafieken weergegeven.

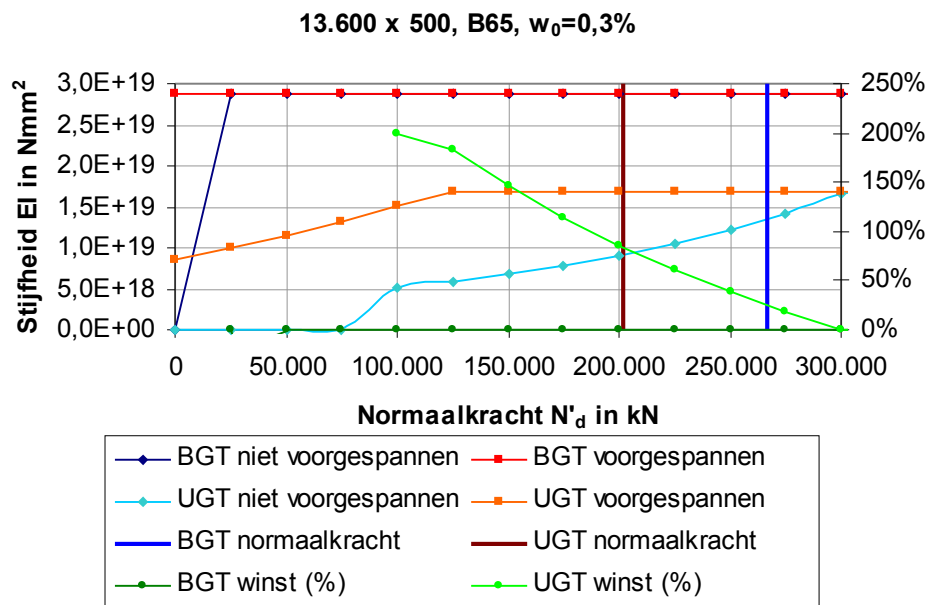
Toelichting grafieken: in de drie onderstaande grafieken is de normaalkracht op de kern uitgezet tegen de stijfheid van de kern. Stijfheden in de BGT, bedoeld voor de berekening van de vervorming, hebben in de legenda het voorvoegsel BGT gekregen. De stijfheden in de UGT, bedoeld voor de berekening van het 2^e orde effect, hebben het voorvoegsel UGT gekregen. Van zowel de UGT als de BGT zijn twee grafieken weergegeven, een van een voorgespannen en een niet voorgespannen kern. De twee groene lijnen geven het “winst” percentage van de voorgespannen grafiek op de niet voorgespannen grafiek. Tot slot de twee verticale lijnen (blauw en donkerrood) zij geven de normaalkracht op de kern in de BGT (vervorming) en UGT(2^e orde) aan. Deze normaalkracht-stijfheid-winst grafiek is gemaakt aan de onderkant van de kern. Hoewel de normaalkracht word gevarieerd is het moment genomen dat door de wind wordt veroorzaakt.



Figuur 6.2: relatie tussen normaalkracht en stijfheid van een voorgespannen en een niet voorgespannen kern 15.400 x 500 met een wapeningspercentage van 0,25%, in betonkwaliteit B45



Figuur 6.3: relatie tussen normaalkracht en stijfheid van een voorgespannen en een niet voorgespannen kern 15.400 x 300 met een wapeningspercentage van 0,30% in betonkwaliteit B65.



Figuur 6.4: relatie tussen normaalkracht en stijfheid van voorgespannen en een niet voorgespannen kern 13.600 x 500 met een wapeningspercentage van 0,30%, in betonkwaliteit B65.

Deze grafieken geven alleen de winst in stijfheid weer die te behalen is aan de onderkant van de kern, zij zijn gemaakt aan de hand van M-N-k diagrammen. De normaalkracht waarbij de stijfheid

van de voorgespannen en niet voorgespannen gelijk aan elkaar zijn is de “kritische normaalkracht” Voorspannen van de stabiliteitskern heeft alleen nut als de normaalkracht op de kern lager is deze de kritische normaalkracht. Voor de UGT en de BGT zijn de kritische normaalkrachten verschillend door de andere spannings-tek diagrammen, zoals aangegeven in hoofdstuk 5.1.

Om een beeld te geven van de normaalkrachten wordt een overzicht gegevens van de normaalkrachten op de kernen. Deze normaalkrachten zijn ook verwerkt in de grafieken van figuren 6.2 t/m 6.4.

Omschrijving kern	Bruikbaarheids grens toestand	Uiterste grens toestand (gunstig)
15.400 x 15.400 x 500, B45	293.569 kN	224.013 kN
15.400 x 15.400 x 300, B65	253.518 kN	187.967 kN
13.600 x 13.600 x 500, B65	266.589 kN	202.687 kN

Figuur 6.5: overzicht van normaalkracht op de kernen in UGT en BGT

6.2.1 Bruikbaarheid Grens Toestand.

In de figuren 6.2 t/m 6.4 is afleesbaar dat de winst in stijfheid voor de vervorming alleen optreedt bij een lage normaalkracht. En dat de werkelijke normaalkracht op de kernen (blauwe verticale lijn) veel groter is dan de kritische normaalkracht. Door de gunstige centrische ligging van de kern neemt deze veel belasting op. Het aanbrengen van een voorspanning zal voor deze kernen geen verkleining van de vervorming opleveren. Omdat de stijfheid in de BGT niet veranderd bij het aanbrengen van voorspanning zal ook de eigenfrequentie en de versnelling van het gebouw niet veranderen.

De stabiliteitskern die is ontworpen voor deze kantoortoren wordt belast door zo'n grote normaalkracht dat de kern geheel ongescheurd is in de BGT. En omdat voorspannen alleen maar winst van de stijfheid oplevert wanneer de doorsnede gescheurd is, levert voorspannen in de BGT geen winst op. Dit betekent gelijk dat het dynamische gedrag van deze kern in voorgespannen vorm niet verschilt van de niet voorgespannen variant. Ondanks dat de voorspanning geen winst oplevert, voor de bekeken kernen, is in figuur 6.6 de vervorming van de drie “acceptabele” kernen weergegeven, deze zijn hetzelfde voor de voorgespannen en niet voorgespannen oplossing.



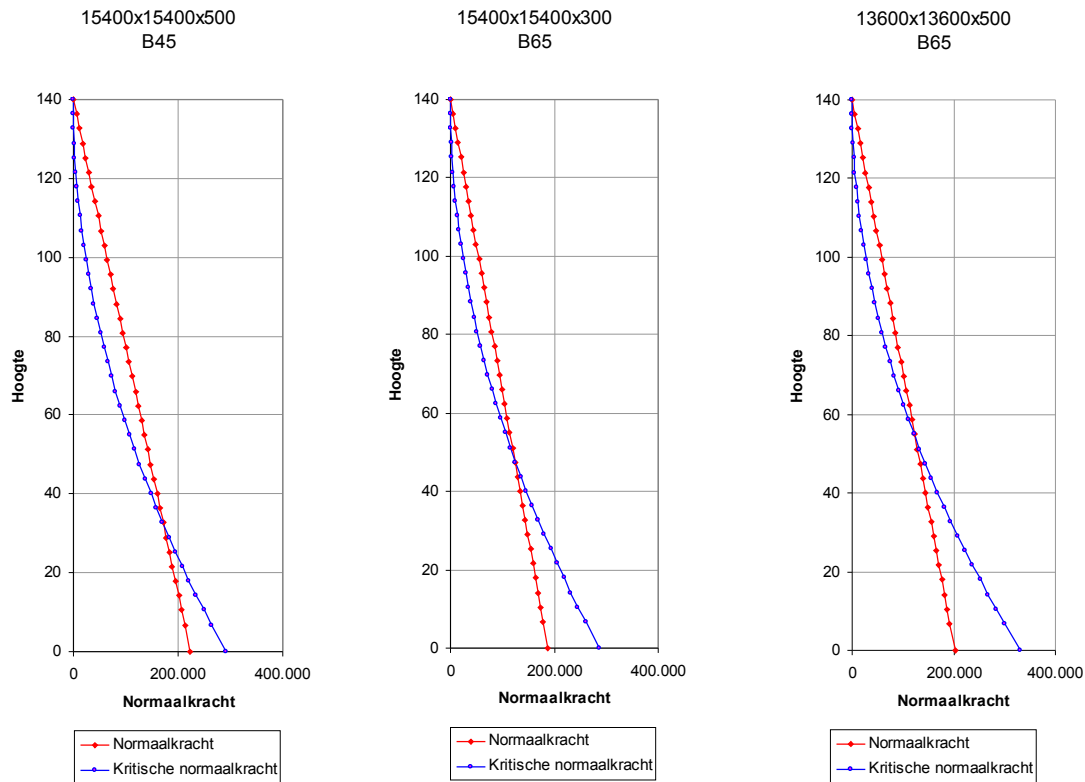
#	Kern		Vervorming kern	Vervorming fundering	Vervorming totaal
1	B45	15.400 x 500 mm ²	96 mm	76,5 mm	172,5 mm
9	B65	15.400 x 300 mm ²	134 mm	76,5 mm	210,3 mm
10	B65	13.600 x 500 mm ²	123 mm	76,5 mm	199,3 mm

Figuur 6.6: overzicht beperkt aantal kernen met de vervormingen in BGT.

6.2.2 Uiterste Grens Toestand.

In de Uiterste Grens Toestand wordt niet gerekend met een (buig) treksterkte van beton. Hierdoor wordt het scheurmoment van de kern in de UGT enkel bepaald door de normaalkracht op de kern. Ook worden lange duur effecten (o.a. krimp en kruip) verwerkt in de materiaaleigenschappen, zie hoofdstuk 5. Deze verschillen tussen de BGT en UGT zorgen voor een lager scheurmoment dan bij de BGT. Daarnaast zal het windmoment groter worden vanwege de veiligheidsfactoren en de normaalkracht juist kleiner omdat deze gunstig werkt, figuur 5.1.

De in de alinea hiervoor genoemde verschillen zorgen ervoor dat, in tegenstelling tot bij de BGT, er in de UGT wel sprake is van een gescheurde doorsnede. De kernen zijn ter plaatse van een aantal onderste verdiepingen gescheurd. Het aanbrengen van een verticale voorspanning kan derhalve plaatsvinden over een beperkt aantal verdiepingen. Deze voorspanning leidt tot een toename van de UGT stijfheid, waarmee de 2^e orde factor wordt berekend. In figuur 6.7 is voor de drie acceptabele kernen aangegeven over welke hoogte de kernen gescheurd zijn. Hierin zijn ook voor de voorgespannen en niet voorgespannen varianten een aantal gegevens m.b.t. de 2^e orde weergegeven. Alle voorgespannen varianten van de kernen zijn acceptabel oplossingen.



#	Kern	Vgsp.	Stijfheid UGT	Kniklast kern	Winst	2 ^e orde kern	2 ^e orde
1	B45 15.400 mm x 500 mm	NIET	1,42*10 ¹⁹	5.700.277 kN	9 %	10,0	7,4
		WEL	1,55*10 ¹⁹	6.215.370 kN		10,9	7,9
9	B65 15.400 mm x 300 mm	NIET	1,13*10 ¹⁹	4.536.136 kN	24 %	8,7	6,7
		WEL	1,40*10 ¹⁹	5.602.395 kN		10,8	7,8
10	B65 13.600 mm x 500 mm	NIET	1,19*10 ¹⁹	4.776.993 kN	28 %	8,8	6,7
		WEL	1,52*10 ¹⁹	6.103.323 kN		11,3	8,1

Figuur 6.7: overzicht voorgespannen en niet voorgespannen kernen gegevens in uiterste grenstoestand.

De invloed van de 2^e orde factor is eigenlijk alleen op papier zichtbaar, hoewel 20% een behoorlijke winst is. Toch zorgt het aanbrengen van een voorspanning ook voor een meer fysieke winst, namelijk de besparing van wapening. Doordat de kern niet gescheurd is hoeft er geen wapening te worden meegenomen om de trekspanningen in de kern op te nemen. In figuur 6.8 is voor de drie kernen de besparing ten opzichte van een ongewapende doorsnede aangegeven.



#		Kern	Gescheurd tot	besparing
1	B45	15.400 mm x 500 mm	29,0 m	17.671 kg
9	B65	15.400 mm x 300 mm	47,5 m	42.768 kg
10	B65	13.600 mm x 500 mm	51,2 m	59.540 kg

Figuur 6.8: overzicht van kernen met gescheurde hoogte, spanningen en besparing wapeningsstaal door voorspanning, in uiterste grenstoestand.

Van deze drie kernen is kern 10, 13.600 x 500 B65, de gunstigste wel is het de vraag of een winst van 300 m² vloeroppervlak wat kern 9 oplevert (financieel) niet interessanter is dan de grotere besparing op wapeningsstaal. Of één van deze opties überhaupt interessant is hangt af van de kosten van het voorspannen van de kern.

6.3 Conclusies

Winst van stijfheid door voorspanning is in dit ontwerp alleen te behalen in de UGT, de 2^e orde factor zal toenemen bij het toepassen van verticale voorspanning. Daarnaast is een besparing van wapening mogelijk omdat er geen trekspanningen in de kern zullen ontstaan.

Een smallere (compacte) kern leidt tot een hogere kritische kniklast. Wat betekent dat voorspanning een grotere stijfheidswinst oplevert, omdat de kern over een grotere hoogte gescheurd is. Maar om een gelijk traagheidsmoment te houden bij een compactere kern moet de wanddikte worden vergroot. Dit zorgt voor een toename van het gewicht en dus tot een afname van de 2^e orde factor. Wel zorgt de grotere gescheurde hoogte voor een toename van de wapeningsbesparing.

Het verhogen van de E-modulus leidt tot kleinere wanddiktes en daardoor tot een afname van het gewicht, bij een gelijkblijvende stijfheid (EI). Dus ontstaat er een verhoging van de 2^e orde factor zonder een verhoging van de kritische kniklast. Een hogere kwaliteit beton dan B65 is niet nuttig, omdat de toename van de E-modulus nog minimaal is bij betonsterktes hoger dan B65.

De voornaamste reden dat de in de BGT ongescheurd blijft is de aanwezigheid van een relatief hoge normaalkracht. Dit heeft te maken met de centrale ligging van de kern, ontwerp afhankelijk. Bij een meer excentrisch geplaatste kern (b.v. in de gevel) zal de normaalkracht in de kern veel minder zijn en is stijfheidswinst in de BGT eerder mogelijk.

7. GEVELBUIS

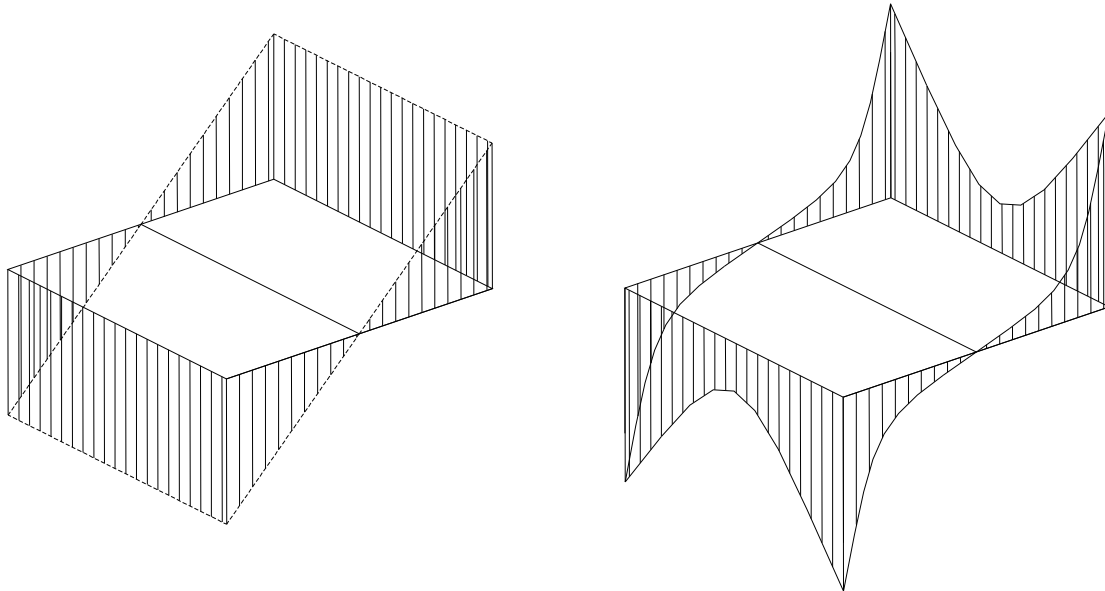
Een gevelbuis is een type stabiliteitsconstructie die voornamelijk wordt toegepast in hoogbouw met een voor Nederlandse begrippen extreme hoogte, waarmee hoogtes bedoeld worden groter dan 200 meter. Er bestaan verschillende varianten van de gevelbuisconstructie waaronder de buis in buis, de gebundelde gevelbuis en de gevelbuis met diagonalen in de gevel. Deze variaties zorgen voor een vermindering van de shearleg (wordt later op teruggekomen) en maken daarmee de gevelbuis stijver.

In het ontwerp van de kantoortoren is een gecombineerde kern – gevelbuis gebruikt als stabiliteitsconstructie. Voor het toepassen van verticale voorspanning in de gevelbuis wordt uitgegaan van een stabiliteitssysteem wat alleen bestaat uit een gevelbuis. Hierbij wordt de stijfheid van de kern verwaarloosd zoals bij de voorgespannen stabiliteitskern de gevel als stabiliteitselement is verwaarloosd.

In dit hoofdstuk wordt de mogelijkheid besproken van het voorspannen van een stabiliteitsverzorgende gevelbuis. Voor de hoogte (slankheid) van de kantoortoren, het “voorbeeld” project, is een enkele onversterkte gevelbuis voldoende stijf. Er is gezocht naar een gevelbuis die voldoet aan de eisen die daar door de norm aan worden gesteld. En tegelijkertijd naar een gevelbuis waarop voorspanning een gunstig effect heeft. In hoofdstuk 7.3 word de werkwijze besproken die gevolgd is bij het bepalen van de invloed van voorspanning op de gevelbuis.

7.1 Algemeen

Een gevelbuis werkt als een buis vanwege de samenwerking tussen de kolommen en liggers. Omdat er geen sprake is van een gesloten buis ontstaat een effect dat shear leg wordt genoemd, zie figuur 7.1. Door shearleg worden de reactiekrachten in de hoeken groter dan bij een gesloten buis, naar het midden toe worden de reactiekrachten kleiner dan bij een gesloten buis. De stijfheid van een gevelbuis is daarom ook kleiner dan de stijfheid van een gesloten buis. Door de samenwerking tussen kolommen en liggers heeft een gevelbuis wel een grotere stijfheid dan de losse gevelkolommen.



Figuur 7.1: spanningsverdeling van een gesloten buis (links) ten opzichte van een gevelbuis (rechts), de afname van spanning in het midden en de toename in de hoeken wordt shearleg genoemd.

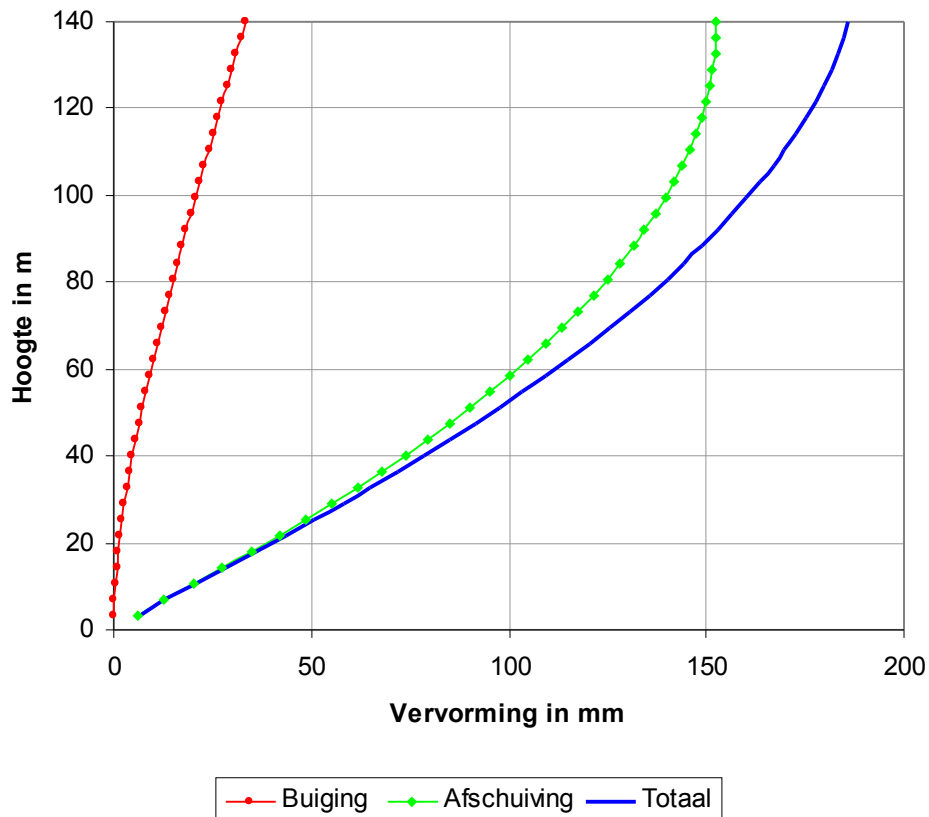
Het verschijnsel shearleg wordt veroorzaakt doordat de gevels niet oneindig stijf zijn, zodat deze vervormen en de spanning niet lineair elastisch is. Strikt gesproken heeft ook een gesloten buis niet een oneindig stijve “gevel” waardoor ook hier shearleg optreedt, hoewel in mindere mate dan bij een gevelbuis.

In kantoren wordt vaak een kolom afstand van 7,2 meter of groter gebruikt. Deze kolomafstand is te groot om een gevelbuis te vormen, omdat bij deze afstand de samenwerking tussen de kolommen nihil is (uiteraard afhankelijk van de ligger afmeting). Er zal daarom bij een gevelbuis altijd gekozen worden voor een kleine kolomafstand. Voor elke gevelbuis is een ideale kolomafstand, zo heeft de Sears tower in Chicago een gebundelde gevelbuis met een kolomafstand van 4,8 meter. Voor de kantoortoren die in dit onderzoek wordt uitgewerkt ligt een ontwerp waarbij de gevelkolommen een afstand van 1,8 meter h.o.h. hebben. Deze afstand is aanhouden bij het ontwerpen van voorspanning voor de stabiliteitsverzorgende gevelbuis.

Een simpele manier om de vervorming van een gevelbuis te bepalen is door de vervorming te scheiden in een buigvervorming en een afschuifvervorming. De afschuifstijfheid wordt bij deze methode geheel verzorgd door de twee zijgevels. De buigstijfheid bestaat uit de gecombineerde buigstijfheid van alle kolommen ten opzichte van het zwaartepunt van het gebouw (regel van

steiner). Voor de gevelbuis die is gedefinieerd in figuur 7.3 volgt dan een vervorming zoals in figuur 7.2 is weergegeven.

Gescheiden afschuif en buig vervorming



Figuur 7.2: vervorming van de gevelbuis uit figuur 7.3 gescheiden in buigvervorming en afschuifvervorming

In een parameteronderzoek is de relatie tussen de onderdelen van de gevelbuis en de stijfheid van de constructie onderzocht. Deze parameterstudie wordt beschreven in de paragraaf 7.2. Hierin wordt met behulp van grafieken de relatie gelegd tussen de verschillende constructieonderdelen en de vervorming van de gevelbuis.

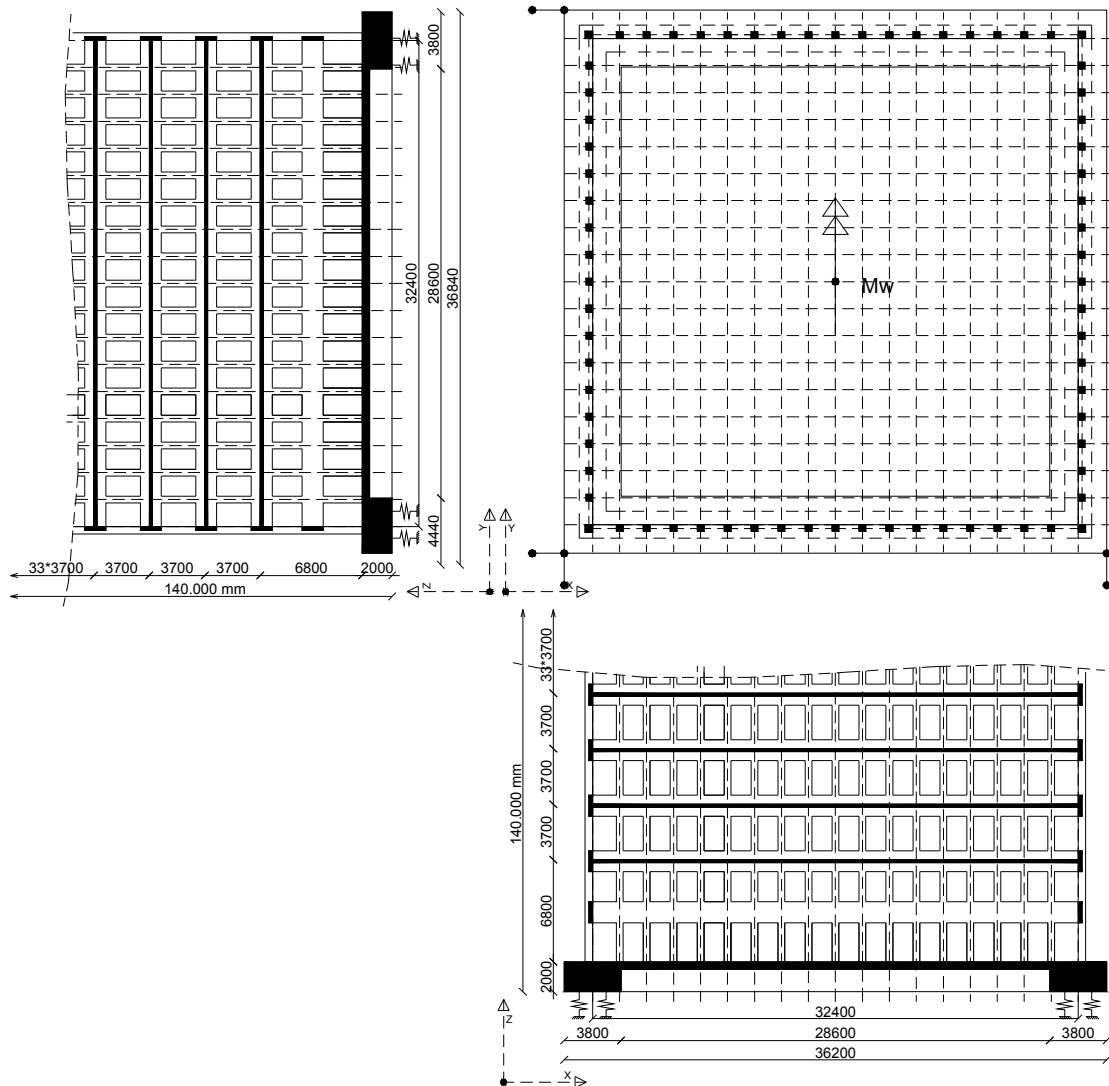
7.2 Parameterstudie gevelbuis.

Deze parameterstudie van een gevelbuis dient een dubbel doel, ten eerste wordt op deze manier een beeld gecreëerd van de invloeden van constructieonderdelen op de stijfheid van de gevelbuis. Ten tweede geven de invloeden op de stijfheid van de gevelbuis een idee waar de voorspanning zorgt voor een positief effect op de stijfheid van de gevelbuis.

Voor de stijfheid van de gevelbuis zijn onder anderen van belang: de stijfheid van de liggers, de overspanning van de gevelliggers, de h.o.h. afstand van de kolommen en de afmetingen van de kolommen. Een brede kolom is het gunstigst omdat zo de overspanning van de gevelliggers wordt verkleind, en tegelijkertijd zorgt voor een groter traagheidsmoment. Er moet wel voor worden gezorgd dat de openingen in de gevel niet te klein worden, zodat er voldoende buitenlicht in het kantoor terechtkomt.

7.2.1 Werkwijze

In de originele parameterstudie beschreven in bijlage 2: "ontwerp referentie stabiliteitsconstructie" is uitgegaan van drie berekeningsmethoden. Één berekeningsmethode is aan de hand van een **3Dimensionale invoer** welke het dichtst bij het werkelijke gedrag in de buurt komt. Daarnaast zijn twee benaderingsmethoden gekozen één aan de hand van de benadering zoals in figuur 7.2 is gebruikt. Hierin wordt de buig- en afschuifvervorming apart berekend. Voor een uitgebreide beschrijving van de bovengenoemd schematiseringen verwijs ik naar bijlage 2.



Basis gevelbuis gebruikt bij parameterstudie:

Beton kwaliteit : B65

Fundering : zoals in hoofdstuk 5.1.3

Hoekkolommen : 500 x 500 mm²

Middenkolommen : 450 x 450 mm²

Liggers : 1400 x 250 mm²

Figuur 7.3: overzicht basis gevelbuisconstructie gebruikt bij het parameteronderzoek naar de invloed op de stijfheid van de gevelbuis.

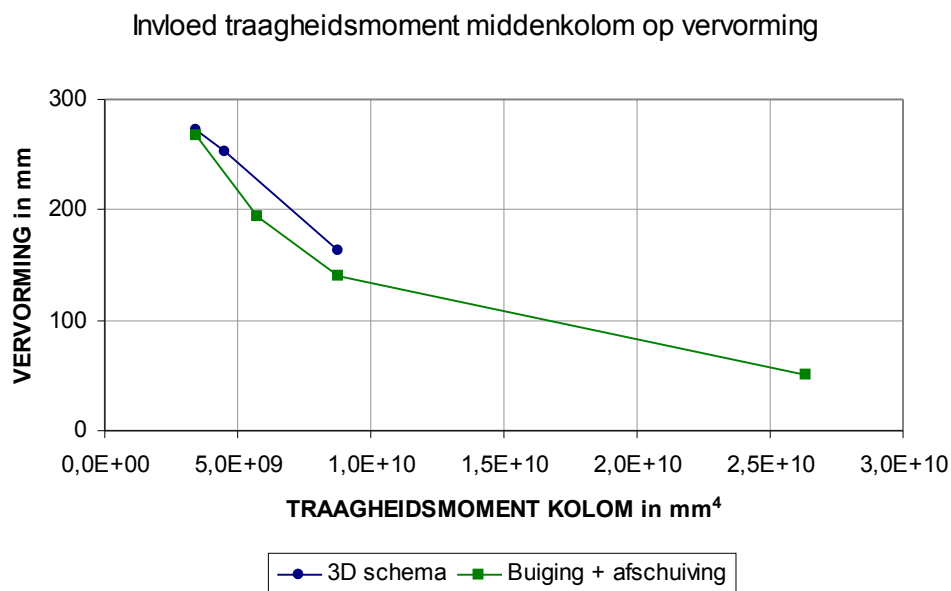
Van een tweede benaderingsmethode, aan de hand van een 2D schematisering, wijken de resultaten op sommige punten af van de andere twee berekeningsmethode. In de grafieken waarin

de relatie tussen de onderdelen en de stijfheid wordt weergegeven is deze derde methode daarom niet gebruikt.

Bij het bepalen van de relaties tussen de verschillende onderdelen van de gevelbuis en de vervorming is uitgegaan van een basis gevelbuis. Vanuit deze gevelbuis is steeds één onderdeel gevarieerd zodat de invloed hiervan op de stijfheid kan worden onderzocht.

7.2.2 Invloed midden kolommen

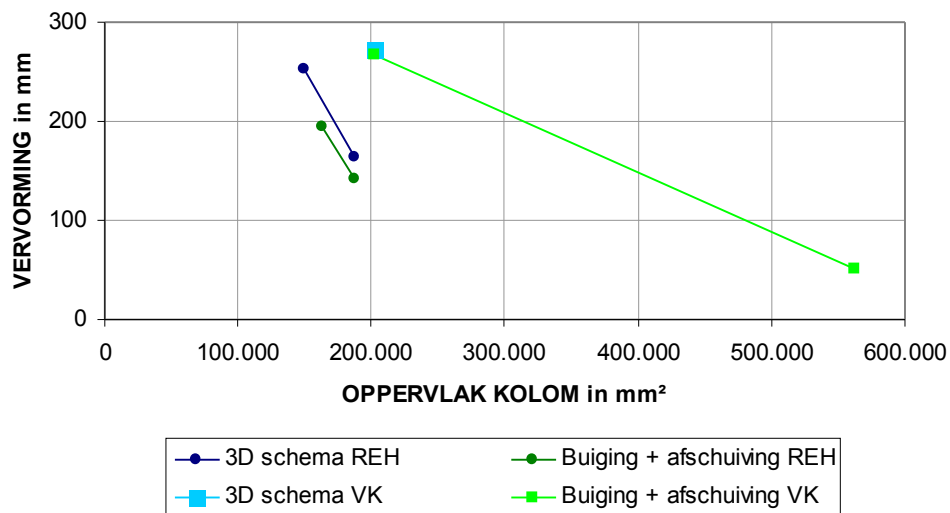
Het grootste deel van de kolommen in de gevelbuis bestaat uit zogenoemde “midden kolommen” dit zijn alle kolommen met uitzondering van de hoekkolommen. In de figuren 7.4 t/m 7.6 is in een aantal grafieken afmetingen (7.4 en 7.5) en de relatie tussen de vervorming van de gevelbuis en de h.o.h afstand van de midden kolommen(7.6) .



Figuur 7.4: invloed van het traagheidsmoment van de midden kolommen op de vervorming van de gevelbuis.

Onderstaande figuur heeft een onderverdeling in rechthoekige (REH) en vierkante (VK) kolommen omdat de toename van traagheidsmoment en oppervlak niet evenredig zijn, hierdoor ontstaat anders een vertekend beeld.

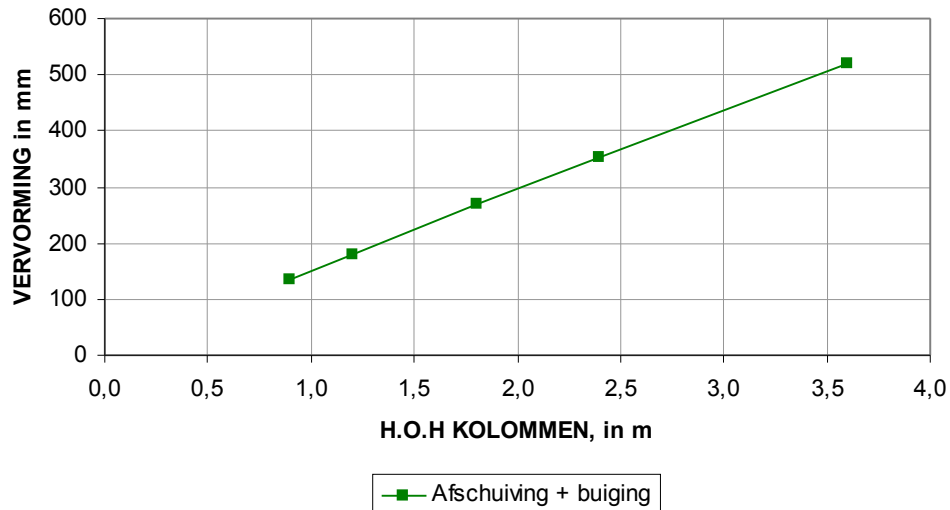
Invloed oppervlakte midden kolommen op vervorming



Figuur 7.5: invloed van het oppervlak van de midden kolommen op de vervorming van de gevelbuis.

De kolommen in de zijgevels worden belast op afschuiving. Daarom heeft een vergroting van het traagheidsmoment van de kolommen een positief effect op de stijfheid van de gevelbuis. Dit terwijl een vergroting van het oppervlak van een midden kolom niet direct een positief effect heeft. Zeker niet als er sprake is van de afname van het traagheidsmoment van de kolom. De invloed van het traagheidsmoment van de midden kolommen is dus groter dan de invloed van het oppervlak van de midden kolommen. Hieruit kan worden geconcludeerd dat bij de onderzochte afmetingen de afschuifvervorming groter is dan de buigvervorming. Deze conclusie is gerechtvaardigd omdat de buigstijfheid voornamelijk afhankelijk is van het oppervlak van de kolommen en de afschuifstijfheid voornamelijk van het traagheidsmoment van de kolommen (en de liggers)

Involed hart op hart afstand kolommen op stijfheid



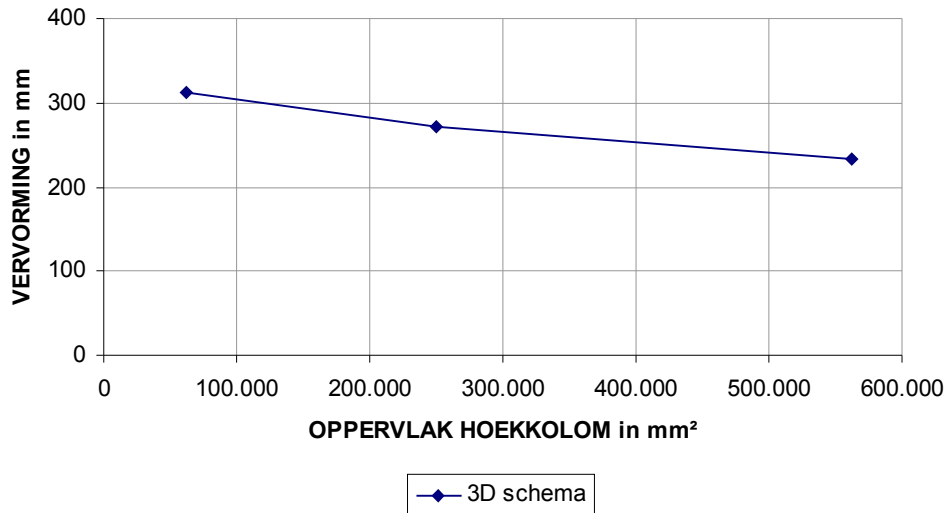
Figuur 7.6: invloed van de hart op hart afstand van de midden kolommen op de vervorming van de gevelbuis.

De relatie van de hart op hart afstand van de kolommen met de vervorming is bijna rechtlijnig. Een toename van de hart op hart afstand leidt zowel tot een vermindering van de afschuifstijfheid als een vermindering van de buigstijfheid.

7.2.3 Invloed hoekkolommen

Door de shearleg van de gevelbuis is de spanning in de hoeken relatief groot vandaar dat het toevoegen van materiaal in de hoek logisch lijkt. De afstand tot het zwaartepunt in beide richtingen van de constructie is hier maximaal, dit is voornamelijk gunstig voor de buigstijfheid. De invloed van een hoekkolom is groter dan de invloed van een midden kolom. Maar voornamelijk van invloed op de buigstijfheid en in mindere maten op de afschuifstijfheid. In figuur 7.7 is de relatie van het oppervlak van de hoekkolom en de vervorming van de constructie weergegeven.

Invloed oppervlak hoekkolom op vervorming



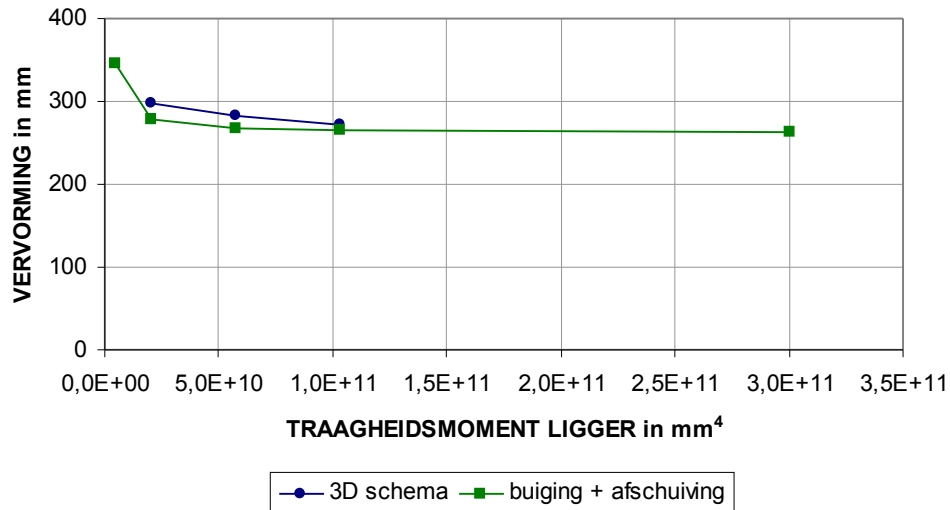
Figuur 7.7: invloed van het oppervlak van de hoekkolommen op de vervorming

Het vergroten van de hoekkolom heeft meer invloed op de stijfheid van de gevelbuis dan de andere kolommen dus is het gunstig om deze kolommen tot enorme proporties te vergroten. Hierdoor wordt het principe van een gevelbuis echter overboord gezet en ga je meer toe naar een mega constructie en dat is niet de bedoeling.

7.2.4 Invloed gevelliggers

De liggers spelen een belangrijke rol in de afschuifstijfheid en de buigstijfheid. De buigstijfheid is afhankelijk van de onderlinge samenwerking tussen de gevelkolommen, hoe stijver de liggers des te beter de samenwerking en des te groter de buigstijfheid (een oneindige stijve ligger betekend een buigstijfheid volgens de regel van steiner $\sum A_i \cdot a_i^2$). Voor de afschuifstijfheid is de stijfheid van de liggers verwerkt in de afschuifstijfheid van de gevels. Bij een groter kolomoppervlak krijgt de afschuiving een groter aandeel in de totale vervorming. In figuur 7.8 is de relatie tussen het oppervlak van de gevelliggers en de vervorming weergegeven.

Involed traagheidsmoment ligger op vervorming



Figuur 7.8: invloed van het traagheidsmoment van de ligger op de vervorming.

De stijfheid van de ligger op de stijfheid van de gevelbuis is niet groot bij de onderzochte afmetingen. Naarmate de stijfheid van de ligger afneemt is de invloed van de stijfheid van de ligger groter.

7.2.5 Overige

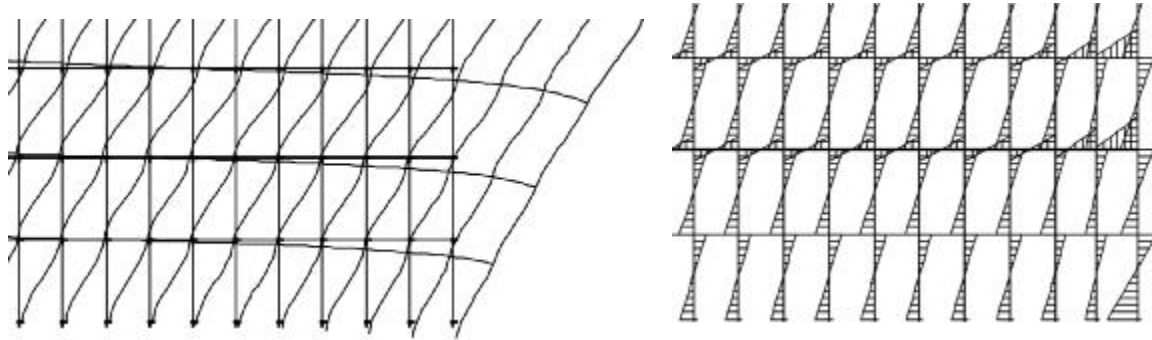
Naast het wijzigen van de eigenschappen die in dit hoofdstuk behandeld zijn, zijn er een aantal andere maatregelen om de vervorming te verkleinen en de stijfheid van de gevelbuis te verhogen. Een voorbeeld hiervan is het aanbrengen van diagonalen in de gevel of het toepassen van een gebundelde buisconstructie deze wijzigingen zorgen voor een stijvere gevel, waardoor de shear leg en de vervorming kleiner worden. Daarbij moet worden gezegd dat voor een buisconstructie met de hoogte en slankheid die in dit onderzoek wordt bekeken zulke maatregelen niet nodig zijn om de vervorming binnen de perken te houden.

7.3 Werkwijze

De stijfheid van een gevelbuis komt voort uit de buiswerking van de gevel. Deze wordt verzorgd door de samenwerking tussen de liggers en de kolommen. Hierdoor komen er behoorlijke krachten en moment in de kolommen en liggers. Wanneer de stijfheid voor de UGT of BGT wordt bepaald is het belangrijk om te kijken naar de momenten en krachten in de



constructieonderdelen. Met name de kolommen in de zijgevels, die als een raamwerk belast worden op afschuiving, krijgen grote momenten te verwerken. Hieronder, in figuur 7.9 is een beeld gegeven van de vervorming en de momenten die in een op afschuiving belast raamwerk komen.



Figuur 7.9: vervorming van raamwerk op afschuiving en de momenten in de constructie onderdelen.

Voor de bepaling van de stijfheid van de gevelbuis in de BGT en de UGT wordt eerst per kolom en ligger de stijfheid bepaald. Dit is gedaan aan de hand van de krachtsverdeling van een lineair elastische berekening van de gevelbuis belast door wind. Vervolgens wordt met behulp van een M-N-k diagram de stijfheid per onderdeel bepaald. De laagste stijfheid is maatgevend voor zowel de vervorming als de 2^e orde, daarom wordt deze bepaald in de richting van de windbelasting. De stijfheid van de kolommen en liggers moet per verdieping worden bepaald. Omdat de stijfheid van de kolommen en liggers over de hoogte wijzigt. Er is voor gekozen om de constructie over de hoogte in vieren te delen, alle kolommen in hetzelfde deel krijgen dezelfde stijfheid. Dit is de stijfheid van de kolom op de middelste verdieping van dat deel. Per deel wordt de stijfheid van de hoekkolommen en de middenkolommen apart bepaald. In figuur 7.10 is een overzicht gegeven van de middelste verdiepingen waarvan de stijfheid is bepaald en ingevoerd. Hierbij zijn de labels gegeven die in de computerberekening zijn gebruikt.

Deel	Maatgevend	Hoogte	Hoekkolommen	Midden evenw.	Midden loodr.
A	3 ^e Verdieping	17,9 m	H_A	S_A	S2_A
B	13 ^e Verdieping	54,9 m	H_B	S_B	S2_B
C	23 ^e Verdieping	91,9 m	H_C	S_C	S2_C
D	33 ^e Verdieping	128,9 m	H_D	S_D	S2_D

Figuur 7.10: verdeling gevelbuis met representatieve verdiepingen en aanduiding van kolommen voor bepaling stijfheid.

De stijfheden worden vervolgens ingevoerd om een Fysisch Niet lineaire berekening in een 3 dimensionaal schema uit te voeren. Aan de hand van de vervorming aan de top uit deze berekening is de stijfheid (UGT en BGT) van de constructie bepaald. Met deze resultaten wordt bekeken of de gevelbuis acceptabel is voor de vervorming en de 2^e orde.

Wanneer de kolommen of liggers zijn voorgespannen zodat zij ongescheurd zijn dan wordt de ongescheurde stijfheid van de kolommen of liggers ingevoerd, in plaats van de stijfheid die voortkomt uit de lineair elastische krachtsverdeling. Voor alle andere kolommen wordt de stijfheid bepaald aan de hand van de lineair elastische krachtsverdeling.

7.3.1 Winst

In hoofdstuk 6.1 is omschreven welke winst te behalen valt door een stabiliteitskern voor te spannen. De te behalen winst is hetzelfde voor de gevelbuis met één toevoeging, namelijk de besparing van dwarskrachtwapening. Verticale voorspanning heeft een positief effect op de opneembare dwarskracht van een betondoorsnede, zie hoofdstuk 4.6. Deze invloed geldt ook voor een ongescheurde doorsnede. Op deze manier kan dwarskracht wapening worden bespaard. Een overzicht van de winst die te behalen is door voorspanning in een gevelbuis staat in figuur 7.11.

Grenstoestand	Winst
Bruikbaarheids	Verkleining vervorming
	Hogere eigenfrequentie
Uiterste	Vergroting kritische kniklast
	Verkleining 2 ^e orde invloed
	Vermindering moment wapening
	Vermindering dwarskracht wapening

Figuur 7.11: overzicht van de winst per grenstoestand die te behalen is door verticaal voor te spannen.

7.4 Resultaten

Een overzicht van een aantal berekende gevelbuizen, figuur 7.12, maakt duidelijk dat de vervorming al snel voldoet aan de door de norm gestelde eis van 1/500^{ste} van de hoogte, wat neer komt op 280 mm. Het grote probleem is om een gevelbuis te ontwerpen die ook wat betreft de 2^e orde vergroting acceptabel is.

Toelichting tabel: In de eerste kolom is aangegeven voor welke gevelbuis de resultaten zijn weergegeven. Hierin zijn drie letters weergegeven H, M en L zij staan voor: Hoekkolom, Middenkolom en Ligger. Vervolgens wordt de afmeting van deze onderdelen weergegeven.

Gevelbuis		Vervorming	Stijfheid	Kniklast	n_{gevel}	n
H650	BGT	211 mm	$1,73 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
M600x250						
L1200x250	UGT	420 mm	$0,77 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	3.083.655 kN	5,4	5,1
H650	BGT	126 mm	$3,19 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
M600x500						
L1200x250	UGT	229 mm	$1,58 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	6.348.701 kN	11,1	10
H650	BGT	145 mm	$2,69 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
M600x400						
L1200x250	UGT	280 mm	$1,27 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	5.078.961 kN	9,1	8,3
H650	BGT	155 mm	$2,48 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
M575x400						
L1200x250	UGT	309 mm	$1,14 \cdot 10^{19}$ Nmm ²	4.560.334 kN	8,2	7,6

H650(vgsp)	BGT	155 mm	$2,48 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
M575x400						
L1200x250	UGT	304 mm	$1,16 \cdot 10^{19} \text{ Nmm}^2$	4.642.061 kN	8,4	7,7

Figuur 7.12: overzicht vervormingen en stijfheden bij BGT en UGT behorend bij de berekende gevelbuizen, tevens kniklast en tweede orde toegevoegd. De onderste gevelbuis is de voorgespannen oplossing.

In de BGT bevat alleen de eerste gevelbuis over een beperkte hoogte een aantal gescheurde middenkolommen. Terwijl in de UGT een groot aantal gescheurde midden- en hoekkolommen in alle gevelbuizen voorkomen. Dat verklaart ook waarom de 2^e orde factor zo laag is terwijl de vervorming makkelijk aan de eis voldoet.

Door de grote spanningen is het bovendien bijna niet mogelijk om de kolommen in zo'n mate voor te spannen dat deze ongescheurd blijven, in figuur 7.12 is met geel de gevelbuis gemarkeerd die is voorgespannen. Aan de hand van een acceptatie grens voor de 2^e orde factor van 8 is gekozen voor de kern met hoekkolommen $650 \times 650 \text{ mm}^2$, middenkolommen 575×400 en ligger $1200 \times 250 \text{ mm}^2$.

De voorspanning kan dus niet in alle onderdelen voorkomen dat de doorsnede scheurt. Als dit niet mogelijk is kan er ook gekozen worden om de voorspanning aan te brengen zodat deze de normaaltrekkracht in de doorsnede opheft. Wanneer ook dit niet tot de mogelijkheden worden de kolommen niet voorgespannen, het kan zo zijn dat de kolommen niet belast wordt door een trekkracht. Het is ook mogelijk dat het aanbrengen van een verticale voorspanning een verlaging van de stijfheid tot gevolg heeft (zie paragraaf 4.3.5) ook dan worden de kolommen niet voorgespannen.

Vooraf bij de middenkolommen zijn de momenten zo groot dat voorspannen om één van de bovengenoemde redenen niet interessant is. Alleen in het bovenste deel D (zie figuur 7.10) worden de middenkolommen voorgespannen om te voorkomen dat deze scheuren. In de hoekkolommen wordt wel over de gehele hoogte voorspanning aangebracht. Waarbij de voorspanning in delen de B,C en D ervoor zorgt dat de kolommen ongescheurd blijven. In figuur 7.13 is aangegeven welke kolommen wel en niet zijn voorgespannen.



	Opmerking
A Midden kolom	Niet voorgespannen
B Midden kolom	Niet voorgespannen
C Midden kolom	Niet voorgespannen
D Midden kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
A Hoek kolom	Voorspanning heft trekkracht in doorsnede op.
B Hoek kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
C Hoek kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning
D Hoek kolom	Ongescheurde doorsnede door voorspanning

Figuur 7.13: overzicht van de aangebrachte voorspanning in de gevelbuis per deel voor de middenkolommen en hoekkolommen.

In figuur 7.11 is af te lezen dat de winst in stijfheid door de voorspanning minimaal is in de UGT. En dat daardoor de invloed op de 2^e orde vergroting ook klein is. Dit komt doordat het grootste gedeelte van de kolommen niet in aanmerking komt om te worden voorgespannen.

Bij de uitgangspunten is aangegeven dat verticale voorspanning in de uiterste grenstoestand niet alleen kan zorgen voor een vergroting van de stijfheid, maar tevens invloed kan hebben op de wapening. De wapeningsbesparing komt voort uit het ongescheurd blijven van de doorsnede, het wegblijven van trekspanningen of door een vergroting van de dwarskracht opname van het beton. In figuur 7.14 is een overzicht gegeven van de door verticale voorspanning te besparen wapening ten opzichte van een ongewapende doorsnede.



	Dwarskrachtwapening	Kg staal	Moment Wapening	kg staal
Hoek A	n.v.t.	n.v.t.	6.025 mm ² /mm'	6.886 kg
Hoek B	n.v.t.	n.v.t.	8.782 mm ² /mm'	10.203 kg
Hoek C	n.v.t.	n.v.t.	3.978 mm ² /mm'	4.622 kg
Hoek D	858 mm ²	981 kg	879 mm ² /mm'	817 kg
Midden D	n.v.t.	n.v.t.	2.394 mm ² /mm'	37.826 kg
Totaal		981 kg		60.354 kg

Figuur 7.14: overzicht besparing van wapening door toepassing voorspanning ten opzichte van een ongewapende doorsnede.

De totale winst van wapeningsstaal wordt hierdoor $981 + 60.354 = 61.335$ kg wapeningsstaal (FeB 500). De meeste winst door voorspanning valt zowel bij de momentwapening als bij de dwarskrachtwapening te behalen in de middenkolommen maar omdat deze worden belast met relatief grote momenten is het niet mogelijk om deze voor te spannen

7.5 Conclusies

Voor de gevelbuizen waarbij de vervorming en de 2^e orde vergroting acceptabel zijn blijven zowel de kolommen als de liggers in de BGT ongescheurd. Hierdoor heeft het aanbrengen van voorspanning in de kolommen en liggers geen invloed op de stijfheid van de onderdelen in de BGT. En uiteindelijk ook niet op de stijfheid van de gevelbuis. De vervorming zal dus bij deze gevelbuis niet worden beïnvloed door verticale voorspanning. Daarmee zal ook het dynamisch gedrag van de constructie niet wijzigen door het aanbrengen van verticale voorspanning.

In de UGT is er sprake van gescheurde liggers en kolommen over een groot gedeelte van de hoogte. Door de hoge momenten in de kolommen is het echter niet altijd mogelijk om de kolommen voor te spannen. Zeker de middenkolommen hebben geen profijt van het aanbrengen van verticale voorspanning. Het aantal kolommen dat voorgespannen is blijft daarom voornamelijk beperkt tot de hoekkolommen, met uitzondering van de bovenste middenkolommen.

De voorspanning zorgt voor een minimale verkleining van de 2^e orde vergroting. Een besparing van moment en dwarskrachtwapening wordt ook behaald door het aanbrengen van verticale voorspanning.



Er is voor gekozen om de liggers niet voor te spannen. De invloed van het voorspannen van de liggers op de totale stijfheid is niet groot. Dit komt doordat de liggers een betrekkelijk forse afmeting hebben, paragraaf 7.2.4. Bovendien is het verschil in stijfheid in de UGT tussen een gescheurde ligger met een hoog wapeningspercentage en een ongescheurde ligger niet erg groot. De invloed van de voorspanning in de ligger op de kolomwapening (kruisjes methode) is om dezelfde reden ook minimaal. Wat wel een flinke besparing van dwarkrachtwapening (beugels) kan opleveren is het feit dat de maximale op te nemen dwarskracht van het beton toeneemt. Het is echter lastig om deze voorspanning zo aan te brengen dat de voorspanning alleen in de ligger komt en niet in de vloer.

8. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN.

In het vooronderzoek is aangetoond dat wanneer de niet voorgespannen doorsnede gescheurd is verticale voorspanning mogelijk leidt tot een vergroting van de stijfheid van een kolom. De verticale voorspanning die wordt aangebracht zorgt ervoor dat de doorsnede ongescheurd blijft, dan heeft de kolom zijn grootste stijfheid. Als een moment voor grote spanningen in de doorsnede zorgt kan het onmogelijk zijn om de kolom zo voor te spannen dat deze ongescheurd blijft. Door de grote van drukspanning ten gevolge van de voorspanning en het moment is de doorsnede dan bezwaken.

Hetzelfde wat voor kolommen geldt, geldt in principe ook voor stabiliteitselementen van gebouwen; wanneer de doorsnede gescheurd is heeft het aanbrengen van verticale voorspanning mogelijk een vergroting van de stijfheid tot gevolg. Er zijn twee stijfheden die onafhankelijk van elkaar worden beïnvloed door verticale voorspanning, de stijfheid in de uiterste grens toestand (UGT) en in de bruikbaarheids grenstoestand (BGT) respectievelijk te gebruiken bij het berekenen van de 2^e orde vergroting en de vervorming.

Verticale voorspanning levert bij het onderzochte project een winst op van de 2^e orde factor en een besparing van wapeningsstaal. Dit wordt veroorzaakt doordat in de UGT zowel de stabiliteitskern als de stabiliteitsverzorgende gevelbuis over een aantal verdiepingen zijn gescheurd. De winst op het 2^e orde effect is slechts een minimale winst (2%), hoewel deze afhankelijk is van de afmetingen van de stabiliteitsonderdelen.

Naast de kleine winst van de 2^e orde vergrotingsfactor is ook een besparing van de wapening mogelijk, deze besparing bestaat uit twee delen. Ten eerste is een besparing van de wapening mogelijk als de niet voorgespannen doorsnede gescheurd is. Wanneer de voorspanning ervoor zorgt dat de doorsnede ongescheurd blijft is geen theoretische wapening nodig. Er is geen theoretische wapening noodzakelijk omdat wapening pas gaat werken wanneer de doorsnede gescheurd is. Door de voortdurend van richting veranderende wind worden alle zijde van de stabiliteitsverzorgende elementen wisselend belast op trek en druk, de verticale voorspanning zorgt ervoor dat er geen (inwendige) trekspanningen in de getrokken zijdes ontstaan.



Een tweede besparing op de wapening bestaat uit besparing van de dwarskrachtwapening. Dit ontstaat doordat voorspanning een vergroting van de dwarskracht opname van het beton tot gevolg heeft. Hierdoor kan er volstaan worden met minder beugelwapening dan waarvan sprake is bij een niet voorgespannen doorsnede.

In tegenstelling tot de UGT heeft het aanbrengen van verticale voorspanning geen vergroting van de BGT stijfheid tot gevolg. Voor de BGT geldt voor zowel de stabiliteitsverzorgende kern als de gevelbuis dat de doorsnede ongescheurd is. Het aanbrengen van verticale voorspanning zal voor beide stabiliteitsstructuren niet leiden tot een verlaging van de verplaatsing aan de top. Omdat ook het dynamisch gedrag van een constructie wordt berekend met de stijfheid in de BGT zal het dynamisch gedrag van de stabiliteitsverzorgende gevelbuis of kern, bij dit ontwerp, niet worden beïnvloed door het aanbrengen van verticale voorspanning.

Bij de kern is de belangrijkste reden van het ongescheurd blijven van de doorsnede de grote normaalkracht op de kern. Deze is voor een belangrijk deel verbonden met de centrale plaats van de kern. Bij een plaatsing van de kern die meer naar de buitenkant van het gebouw ligt zal de normaalkracht op de kern afnemen waardoor de kans dat de doorsnede gescheurd is in de BGT toeneemt. Dat de doorsnede niet scheurt in de BGT en wel in de UGT komt doordat in de UGT beton geen trekspanning kan opnemen terwijl dat in de BGT wel het geval is.

Uit dit onderzoek komt naar voren dat het lastig is om verticale voorspanning op zo'n manier te ontwerpen dat de winst hiervan erg groot is, zeker bij de stabiliteitsverzorgende gevelbuis is de winst op de UGT stijfheid en wapening minimaal. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de grote momenten in de kolommen en liggers van de op afschuiving belaste gevels.

De uitkomst van dit onderzoek heeft voornamelijk betrekking op het onderzochte gebouw, maar kan worden doorgetrokken naar "standaard" hoogbouw (centrale kern, vierkante doorsnede, etc). Wanneer de vormgeving van de hoogbouw "exotischer" wordt is de conclusie ten aanzien van verticale voorspanning waarschijnlijk gunstiger. Uiteraard dient voor elk ontwerp apart te worden onderzocht of verticale voorspanning een goede oplossing is. De invloed van verticale voorspanning op een gebouw met een stabiliteitskern is meer afhankelijk van het ontwerp dan een gebouw met een stabiliteitsverzorgende gevelbuis. Dit komt doordat een gevelbuis in onderdelen (kolommen en liggers) wordt voorgespannen in tegenstelling tot een kern, die wordt



voorgespannen over de gescheurde hoogte. Hierdoor zal de invloed van verticaal voorspannen op een gevelbuis nooit erg groot zijn, zoals ook uit dit onderzoek blijkt. Toch geeft dit onderzoek dus niet per definitie een negatief advies aangaande verticale voorspanning.

Naar aanleiding van dit afstuderen is het interessant om te kijken naar de invloed van verticale voorspanning op een minder alledaags ontwerp. Hierbij wordt gedacht aan decentraal gelegen kernen, of kernen met een lage normaalkracht. Hoewel dat interessant is om te onderzoeken wat in zo'n geval de invloeden van verticale voorspanning zijn blijft de invloed van verticale voorspanning erg afhankelijk van het ontwerp.

Bij andere structuren dan stabiliteitsverzorgende gevelbuizen of kernen heeft verticale voorspanning mogelijk een groter effect. Misschien is het interessant om te kijken naar de invloed van verticale voorspanning op een gecombineerd stabiliteitssysteem van een kern en een gevelbuis, zoals het bestaande ontwerp van de kantoortoren. Een hoogbouw structuur die daarvoor ook in aanmerking komt is een megastructuur. Een vervolgstudie naar de invloed van verticale voorspanning op een megastructuur lijkt dan ook een interessante onderzoek.

9. DISCUSSIE

Uit dit onderzoek volgen een tweetal onderwerpen die interessant zijn om in een vervolgstudie te behandelen. In eerste instantie het uitvoeringsaspect van de verticale voorspanning in de stabiliteitsverzorgende gevelbuis en de kern. Waarbij het interessant is om na te gaan hoe de gevelbuis het makkelijkst, snelst kan worden uitgevoerd; worden de kolommen en liggers in het werk gestort of worden zij als een soort pi-frame geprefabriceerd. Het tweede onderdeel gaat over de kosten; ja, er in winst te halen door verticaal voor te spannen maar is het toepassen van verticale voorspanning ook goedkoper?

Een derde interessant onderwerp voor een vervolgstudie komt niet direct voort uit deze scriptie. Bij het opstellen van mijn doelstelling(en) wilde ik graag dieper ingaan op het dynamisch gedrag van verticaal voorgespannen hoogbouw; net na het afronden van mijn T9 project over dynamisch gedrag van hoogbouw. De mogelijkheid was niet aanwezig om hier dieper op in te gaan, de tijd daarvoor overigens ook niet. De vraag blijft daarom staan wat de invloed van verticale voorspanning op het dynamische gedrag van hoogbouw is. In het vooronderzoek, hoofdstuk 4.5, is hierop wel ingegaan maar dat is slechts een aanzetje.

In dit onderzoek zijn een kern en een gevelbuis van elkaar gescheiden als stabiliteitsverzorgende constructie. Dit is gedaan om ervoor te zorgen dat beide constructies niet samen de stabiliteit verzorgen. Het gedrag van zo'n samenwerkende constructie is complex en paste niet binnen het kader van dit onderzoek. Bij het uitvoeren van een constructie kan er niet zomaar vanuit worden gegaan dat één van beide constructies zich afzijdig houdt van de stabiliteit. Ook niet als de detaillering hierop wordt aangepast. In werkelijkheid zal altijd een samenwerkende constructie ontstaan. Het is natuurlijk wel mogelijk om bij een stabiliteitsverzorgende gevelbuis ervoor te kiezen om de kern weg te laten. Maar het is onmogelijk om de gevel weg te laten bij een stabiliteitskern daarom is alertheid gewenst, zodat problemen in de gevel door het meewerken in de stabiliteit kunnen worden voorkomen.

In dit onderzoek is al aangegeven dat de invloed van voorspanning in een stabiliteitskern erg afhankelijk is van het ontwerp, plaatsing van de kern. Daarom zijn de conclusies niet zonder meer te gebruiken bij elke voor te spannen kern. Voor de stabiliteitsverzorgende gevelbuis ligt dit iets anders aangezien de meeste bestaande gevelbuizen rechthoekig zijn. Bovendien worden hier



onderdelen van de stabiliteitsverzorgende constructie voorgespannen en niet per definitie de gehele stabiliteitsverzorgende constructie, zoals de behandelde stabiliteitskern over een bepaalde hoogte is voorgespannen. Voor stabiliteitsverzorgende gevelbuizen in het algemeen kan wel gesteld worden dat het verticale voorspannen niet erg veel zal opleveren, vanwege de grote momenten in de kolommen en liggers in de op afschuiving belaste gevels. Het principe dat verticale voorspanning voorkomt dat een doorsnede scheurt kan in feite in elke stabiliteitsstructuur worden toegepast. De invloed hiervan zal dan afhankelijk zijn van het ontwerp.

10. NAWOORD

Ik wil graag de mensen bedanken die mij hebben geholpen bij het afronden van mijn studie, het afstuderen. In eerste instantie mijn afstudeer commissie bestaand uit Cees Kleinman, Jan Kerstens en Arno Melssen. Daarnaast alle mensen van van der Vorm in Maarssen, ik ben een gelukkig mens dat ik hier heb mogen afstuderen. Tot slot mijn moeder en mijn zusjes zie, ondanks dat ze geen idee hadden waar het overging, toch luisterden.

Hopelijk heeft u, de lezer, iets opgestoken van deze scriptie. Ik in het proces van het afstuderen in ieder geval wel. Aan het eind van mijn scriptie, mijn afstuderen nog net binnen een jaar afgerond. Het geeft een mij dosis rust en voldoening om na een jaar werken de laatste punt van mijn scriptie te zetten.

11. LITERATUUR

- [1] G.P.C. Oosterhout Wind induced dynamic behaviour of tall buildings, Proefschrift
TU Delft juli 1996
- [2] P.W. Copier Voorgespannen betonplaten en enkelkabelsysteem,
Afstudeeropdracht TU Delft juni 2001
- [3] NNI, NEN6702 Belastingen en vervormingen, TGB '90
- [4] NNI, NEN6720 Voorschriften beton, constructieve eisen en
rekenmethoden (VBC1995)
- [5] Cement 4 2002 Pag 52-55, De Ostankino televisie toren na de brand.
- [6] CUR Achtergronden bij de VBC 1990
- [7] prof. Dr. Ir. J.C. Walraven, Betonpraktijkreeks 3: voorgespannen beton, ENCI Media 's-
ir. J.C. Galjaard Hertogenbosch 1997
- [8] ir. W.C. Vis, Constructief ontwerpen in beton
ing. R. Sagel
- [9] prof. Dr. Ir. A.S.G. Bruggeling Theorie en praktijk van voorgespannen beton deel 1 en 2,
professor Bakkerfonds, Delft, 1982
- [10] S.G. overspannend staal, deel 3 construeren B: hoofdstuk 6 en 10,
Stichting kennis overdracht, Rotterdam, 1996

Internet

www.nd.edu/~tkijewsk/

12. BIJLAGEN

Zoals in deze scriptie al ter schrift is gekomen bestaat de bijlage van dit verslag uit een drietal lijvige verslagen behorend bij de drie colloquia die in de loop van het afstuderen zijn gehouden. De bijlagen zijn vanwege hun omvang zijn ze als losse verslagen toegevoegd. De drie "bijlagen" zijn de volgende:

1. Begincolloquium : Vooronderzoek verticale voorspanning.
2. Tussencolloquium : Ontwerp referentie stabiliteitsconstructie.
3. Eindcolloquium : Toepassing van verticale voorspanning.

Dit eindrapport is in wezen een samenvatting van de 3 bovenstaande verslagen waarin de belangrijkste punten zijn opgenomen in dit verslag.