

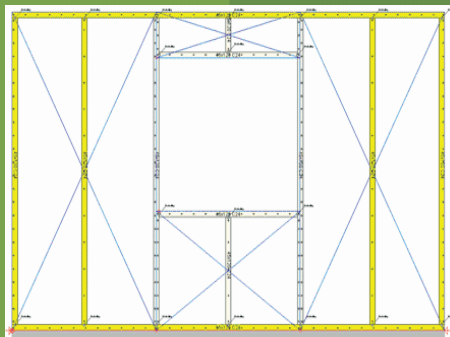
TORE HENRIK ERICHSEN, NILS IVAR BOVIM(UMB) OG JAN SIEM(NTNU)

Forankring av avstivede skivekonstruksjoner av tre og trebaserte materialer

Delrapport fra prosjekt 2 i FoU-programmet «Klima 2000»

Prosjektrapport 2

2007



SINTEF Byggforsk

Forankring av avstivede skivekonstruksjoner av tre og trebaserte materialer

Delrapport fra prosjekt 2 i FoU-programmet «Klima 2000»

Rapport 2 – 2007

Prosjektrapport nr. 2

Tore Henrik Erichsen, Nils Ivar Bovim(UMB) og Jan Siem(NTNU)

Forankring av avstivede skrivekonstruksjoner av tre og trebaserte materialer

Delrapport fra prosjekt 2 i FoU-programmet «Klima2000»

Emneord:

Referansetesting, benchmarking, Beste praksis, nøkkeltall, erfaringslæring, produktivitet, effektivitet, DEA

ISSN 1504-6958

ISBN 978-82-536-0958-4

xxxxxxx eks. trykt av xxxxxxx

Innmat: 100 g G-print

Omslag: 240 g Trucard DUO

© Copyright SINTEF Byggforsk 2007

Materialet i denne publikasjonen er omfattet av åndsverklovens bestemmelser. Uten særskilt avtale med SINTEF Byggforsk er enhver eksemplarframstilling og tilgjengeliggjøring bare tillatt i den utstrekning det er hjemlet i lov eller tillatt gjennom avtale med Kopinor, interesseorgan for rettighetshavere til åndsverk.

Utnyttelse i strid med lov eller avtale kan medføre erstatningsansvar og inndragning, og kan straffes med bøter eller fengsel.

Adr.: Forskningsveien 3 B
Postboks 123 Blindern
0314 OSLO

Tlf.: 22 96 55 55

Faks: 22 69 94 38 og 22 96 55 08

www.sintef.no/byggforsk

Samarbeidspartnere Klima 2000

Hovedsamarbeidspartnere

- Forsvarsbygg
- Norges forskningsråd (NFR)
- Husbanken
- Finansnæringens Hovedorganisasjon (FNH)
- Oslo kommune Undervisningsbygg Oslo KF
- Statsbygg
- Statens bygningstekniske etat (BE)
- Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU)

Bransjepartnere

- Brødr. Sunde AS
- COWI AS
- Dr. Techn. Kristoffer Apeland A/S
- Glava A/S
- Icopal as
- Isola as
- Isolitt as
- Jotun A/S
- Jackon AS
- Løvolds Industrier AS
- maxit as
- Moelven ByggModul AS
- Protan A/S

- A/S Rockwool
- Rambøll Norge AS
- Skanska Norge AS
- Vartdal Plastindustri AS

Bransjeforeninger

- Boligprodusentenes Forening
- Byggenæringens Landsforening (BNL)
- Byggevareindustriens forening
- Isolasjonsprodusentenes forening (IPF)
- Norges Byggmesterforbund (Byggmesterforbundet)
- Plastindustriforbundet (PIF).
- Takprodusentenes forskningsgruppe (TPF)
- Ventilasjons- og blikkenslagerbedriftenes landsforbund (VBL)

Norske fagmiljøer

- Arkitekthøgskolen i Oslo (AHO)
- CICERO Senter for klimaforskning.
- Universitetet for miljø- og biovitenskap (UMB)
- Meteorologisk institutt
- Riksantikvaren
- Standard Norge

Forord

Denne prosjektrapporten omhandler FEM-beregninger som er gjennomført for å studere kapasitetsutnyttelsen til bindingsverkskonstruksjoner av tre i flere etasjer. De studerte konstruksjonssystemene har skiver som vindavstivning. Tidligere har beregning av slike vindavstivende skiver vært gjennomført i mindre grad og da med forenklete beregningsmetoder.

Vi ser et økt behov for å utarbeide anvisninger for avstivning av trehuskonstruksjoner etter åpningen for å bygge fleretasjeshus i tre. Dette fordi de vindavstivende skivene i fleretasjeshus får høyere påkjenning enn skiver i småhus. Prosjektrapporten vil bidra som underlag for nye anvisninger om vindavstivning og forankring av trekonstruksjoner.

Arbeidet i prosjektrapporten er utført innenfor prosjekt 2 *Økte vindlaster på bygninger*. Prosjektet er en del av FoU-programmet *Klima 2000 – Klimatilpasning av bygningskonstruksjoner*.

Programmets hovedmål er gjennom forskning og utvikling å oppdatere prinsippløsninger for konstruksjoner som både gir økt bestandighet og økt pålitelighet ved ytre klimapåkjenninger. Videre skal programmet kartlegge mulige virkninger av klimaendringer på det bygde miljø, og drøfte hvordan samfunnet best kan tilpasse seg endringene. Hensikten er å definere klarere kriterier og utarbeide bedre anvisninger for prosjektering og utførelse av kritiske konstruksjonsdetaljer, hovedsakelig knyttet til bygningers ytre klimaskjerm. Det skal i tillegg utvikles retningslinjer for hvordan de ulike aktører i plan- og byggeprosessen kan medvirke til å unngå at en bygning får skader eller ulemper som er forårsaket av fukt.

Programmet er et viktig ledd i arbeidet med å utvikle og revidere anvisninger i Byggforskserien og produktdokumentasjon i tekniske godkjenninger og sertifiseringer. Programmet ledes av SINTEF Byggforsk og gjennomføres i samarbeid med Forsvarsbygg, Norges forskningsråd, Husbanken, Statsbygg, Finansnæringens Hovedorganisasjon, Undervisningsbygg Oslo KF, Statens bygningstekniske etat, og Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), samt andre fagmiljøer og sentrale aktører i BAE-sektoren. Programmet som ble igangsatt i august 2000, og vil pågå frem til utgangen av år 2006, består av 14 ulike prosjekter.

Nils Ivar Bovim, Universitetet for miljø- og biovitenskap (UMB), har vært ansvarlig for kvalitetskontroll av beregninger og anvendt programvare. En spesiell takk til Trond Ø. Ramstad for viktige innspill.

Trondheim, juni 2007

Tore Kvande
Programleder
SINTEF Byggforsk

Jan Siem
Prosjektleder, prosjekt 2
NTNU

Sammendrag

Småhus i bindingsverk har siden 70 tallet vært avstivet ved å utnytte at bindingsverksvegger med platekledning har kapasitet til å ta opp krefter i planet. Disse fungerer da som skivekonstruksjoner. Grunnlaget for dette er forsøk gjort i 1970 for å bestemme kapasiteten for slike vegger gjennom fullskalaforsøk. Det er på samme tid utviklet en prøvemethode der kapasiteten for ett valgt platemateriale og ett forbindelsesmiddel kan bestemmes ved hjelp av standardisert prøving av vegger på 2,4 x 2,4 meter. Videre er anvisninger for kapasitetsberegninger gitt i byggdetaljblad. Platekledning som avstiving er et system som er brukt i stort omfang for småhusproduksjon.

Det er et økt behov for å utarbeide anvisninger for avstivning av trehuskonstruksjoner etter at det har blitt tillatt å bygge fleretasjeshus i tre i Norge. Dette fordi de vindavstivende skivene i fleretasjeshus får høyere påkjenning enn skiver i småhus. Videre er det antatt at det er mulig å utnytte platekledde bindingsverk ytterligere enn det som er gitt av dagens konstruksjonspraksis.

Denne prosjektrapporten omhandler FEM-beregninger som er gjennomført for å studere kapasitetsutnyttelsen i slike konstruksjoner av tre. De studerte konstruksjonssystemene er bindingsverksvegger med platekledning der kapasiteten for belastning i planet er beregnet. Tidligere har beregning av vindavstivende skiver i hovedsak vært gjennomført med forenklete beregningsmetoder som har forutsatt endeforankring av vegg. Beregningene i dette prosjektet omfatter flere løsninger som ikke er egnet for forenklet metode.

Prosjektrapporten vil være et vesentlig bidrag som underlag for nye anvisninger om vindavstivning og forankring av trekonstruksjoner.

Målsettingen med dette delprosjektet er først å undersøke om tidligere utførte fullskalaforsøk kan beskrives (beregnes) ved hjelp av småskalaforsøk som ble utført på samme tid og det nyutviklede programmet WallPanel. Deretter å gjennomføre simuleringer for å undersøke følgende:

- ◆ Øker veggens kapasitet proporsjonalt med veggens lengde slik de forenklete metodene forutsetter?
- ◆ Vil jevnt fordelt forankring av veggens bunnsvill til underlaget redusere veggens kapasitet vesentlig i forhold til endeforankring?
- ◆ Har tykkelsen på veggskivens bunnsvill eller redusert senteravstand for forbinderne mellom skive og bunnsvill stor betydning for kapasiteten til skiver med fordelt forankring?
- ◆ Kan skivefelt med åpninger for dører og vinduer bidra med en vesentlig kapasitet som ikke medregnes i dag?
- ◆ Har lange hele skiver samme kapasitet som skiver oppbygd av standard veggplater?
- ◆ Gir vertikal egenlast redusert behov for endeforankring?

Av økonomiske årsaker er prosjektet begrenset til undersøkelse av én forbinder i én platetype. Forbinderen som er valg har stor duktilitet (seighet) og tåler store deformasjoner uten at sprø brudd oppstår. I tillegg er det begrensninger i variasjonsområdet for parametrene som er benyttet.

Resultater og konklusjoner

De innledende simuleringene viste at fullskalaforsøkene med gipsplateskiver kunne beskrives på en tilfredsstillende måte ved å benytte resultatene fra småskalaforsøk av plate-skrue forbindelser i beregninger med FEM-programmet WallPanel. Både småskala- og

fullskalaforsøk var utført med samme materialer i 1970. Håndberegninger av bruddlastkapasitet gir samme resultat som beregninger med Wall Panel. Dette indikerer at beregninger av bruddlast sannsynligvis er riktige, men det er større usikkerhet knyttet til deformasjonene ved bruddlast.

Simuleringene av vegger avstivet med trefiberplater og duktile forbindere i vegger med én etasjehøyde og lengder fra 1,2 meter til 4,8 meter ga en rekke interessante resultater.

Innenfor de begrensede vegg lengdene som ble simulert ga beregningene for vegger med endeforankring samme resultat som forenklete metoder. Endeforankring er en forutsetning for at de forenklete metodene kan benyttes. Fjernes endeforankringen slik det ofte gjøres i praksis, viser simuleringene at kapasiteten blir dramatisk redusert. For de korteste veggskivene ble kapasiteten redusert til en fjerdedel. Stivheten ble også betydelig redusert.

Simuleringer av ulike metoder for å øke stivhet og styrke av veggskivene med fordelt forankring viste at den mest effektive forbedringsmetoden var å redusere senteravstanden på forbindeerne som festet skiven til bunnsvillen. En halvering av senteravstanden ga en kapasitetsøkning på opptil 80 % og en betydelig stivhetsøkning. Økningen var stor både for korte og lange vegger. Påføring av vertikallast på 10 kN/m var den nest mest effektive metoden for å øke stivhet og styrke. Effekten av lastpåføring var størst for de lange veggene. Tykkelsesøkning av bunnsvilla hadde liten betydning. Heller ikke endring av veggplatens format til hele, kontinuerlige plater hadde vesentlig betydning.

Simuleringene tyder på at de forenklete metodene gir tilfredsstillende resultater for veggskiver med åpninger.

Områder av skiver med åpninger bidrar ikke til veggens bruddlastkapasitet, men områdene kan bidra til økt stivhet når de er plassert minst ett skivefelt fra veggens ende.

Planer for oppfølging av arbeidet

- ◆ Kapasitet, stivhet og bruddeformasjon for vegger vil normalt henge nøye sammen med styrke- og stivhetsegenskapene til forbindelsene mellom plater og bindingsverk. Det bør gjøres undersøkelser av flere aktuelle kombinasjoner av plater og forbindelsesmidler med dokumentasjon av hele arbeidslinjen dvs. kraft-deformasjonsdiagrammet. Kapasiteter basert på prøving og påfølgende FEM beregninger gir trolig større kapasiteter enn beregningsregler.
- ◆ Det bør utarbeides kapasitetsdiagrammer for vegger med fordelt forankring og vertikal last.
- ◆ Undersøkelsene i denne rapport kan tyde på at vegger med åpninger vil kunne få redusert behov for forankringer når det tas hensyn til vertikal linjelast på veggen. Det bør derfor utføres simuleringer av effekt av vertikal linjelast på vegger med ulik størrelse av åpninger.
- ◆ Effekten av samvirke mellom veggskiver i bygninger med flere etasjer er lite undersøkt. Det foreliggende dataprogram kunne bare beregne etasjehøye skiver. Det er behov for både simuleringer og forsøk for å kunne gi svar på mulige gunstige effekter på så vel kapasitet som stivhet og behov for forankringer for slike veggskiver.
- ◆ Revidere byggdeltalbladene som omhandler vindavstivning og vindforankring av trehus med bindingsverkkonstruksjon

Innhold

FORORD	3
SAMMENDRAG	4
INNHold	6
1 INNLEDNING	7
1.1 BAKGRUNN	7
1.2 FORMÅL OG OMFANG	8
1.3 FORANKRINGSBEGREP	8
2 TIDLIGERE ARBEID	9
2.1 FORSØK UTFØRT VED NORGES BYGGFORSKNINGSINSTITUTT	9
2.2 WALLPANEL – ET IKKE-LINEÆRT FEM-PROGRAM FOR PLANE KONSTRUKSJONER	12
3 SIMULERING AV FULLSKALAFORSØK FRA 1970	17
3.1 HENSIKT	17
3.2 FORSØK MED GIPSSKIVER I 1970	17
3.3 BEREGNINGER MED WALLPANEL	18
4 SIMULERING AV FORANKREDE SKIVER	21
4.1 INNLEDNING	21
4.2 MATERIALER	21
4.3 METODE	22
4.4 UNDERSØKTE PARAMETERE OG SIMULERINGSPLAN	22
4.5 RESULTAT OG VURDERINGER	24
5 OPPSUMMERING OG KONKLUSJONER	31
6 FORSLAG TIL VIDERE ARBEID	32
LITTERATUR	33

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Avstivende skivekonstruksjoner av tre og trebaserte materialer beregnes tradisjonelt ved hjelp av elastiske eller forenklete plastiske metoder. En god beskrivelse av metodene kan finnes i [1]. I slike beregninger inngår forbindelsesmidlenes bæreevne som en vesentlig parameter for bestemmelse av skivens kapasitet. Metodene forutsetter vanligvis at skivene er forankret til underlaget mot oppløft ved skivens ender. Egenlast som virker som motvekt mot oppløft kan redusere forankringsbehovet. Dersom forutsetningene for disse metodene er til stede, vil den beregnede bæreevne for slike konstruksjoner ligge på sikker side.

I dagens byggepraksis av småhus benyttes det oftest kun en jevnt fordelt forankring av skivens bunnsvill til underlaget og forankringen av skivens ender utelates uten at det kontrolleres om egenlasten gir tilstrekkelig motvekt. Det er derfor behov for å undersøke hvilken betydning denne praksisen har for skivens kapasitet.

Forenklete metoder har svakheter som kan bli av vesentlig betydning når bygningene har flere etasjer eller har større åpninger og i tillegg utsettes for store skivekrefter. Tre av disse svakhetene er:

- ◆ Metodene forutsetter at det ses bort fra veggpartier med åpninger for vinduer og dører. Dermed kreves forankringer på hver side av åpninger i avstivende vegger. Løftekreftene fra horisontal vind vil med de forenklete metodene bli like store for alle forankringer i en vegg. Størst motvekt fra egenlast finner vi som regel i yttervegg og spesielt i byggets hjørner. Når forenklete metoder krever flere forankringer, blir det naturlig nok mindre motvekt pr. forankring. Økt antall forankringer og det faktum at mange av disse har lite motvekt, kan føre til økt fundamenteringsbehov. Dette kan for eksempel gjelde fleretasjeshus med høye smale skiver og grunnfundamentering.
- ◆ Metodene for fastsettelse av bæreevne for forbindelser mellom plater og trevirke har til dels ligget på svært sikker side. Derfor er det ofte vanskelig å oppnå tilstrekkelig bæreevne med normal utførelse av for eksempel avstivende vegger med åpninger. Bestemmelse av kapasiteten til disse forbindelsene ved prøving vil kunne gi riktig pålitelighetsnivå.
- ◆ Mangel på kontroll av forbindelsesmidlenes egnethet (for lite hode, for små kantavstander, skruer som får sprøtt brudd i gjengepartiet, uheldig kombinasjon av plate og forbinder) kan medføre sprø brudd eller utmatning av enkelte forbindelser.

Ved økte klimapåkjenninger i form av økt vindlast, vil svakheter med byggepraksis og kontroll av forbindelser kunne føre til flere byggeskader. En utførelse som ikke utnytter kapasiteten i konstruksjonen fullt ut kan føre til unødvendig kostbare løsninger og at andre konstruktive avstivningssystemer blir billigere og velges i stedet for avstivende skiver. Det er derfor behov for forskning på dette området for å oppnå riktig pålitelighet på denne type konstruksjoner.

SINTEF Byggforsk har gjennom årene gjennomført viktige arbeider som har bidratt til utvikling av de forenklete beregningsmetodene og gitt kapasiteter som har kunnet benyttes i praktisk dimensjonering. Her kan spesielt nevnes [2], [3], [4] og [5]. Det er utført en rekke fullskalaforsøk med 2,4 meter lange vegg høye prøver som dokumentasjon på skivestyrke og stivhet. I tillegg til veggforsøkene er det ofte utført småskalaforsøk med enkeltforbindere gjennom platematerialer som verifikasjon av beregningsprinsippene og indikasjon på veggens stivhet.

De seneste årene har det blitt gjennomført et skiveprosjekt i regi av Nordic Wood. Innenfor Nordic Wood prosjektet har det blitt utviklet et ikke-lineært FEM-program kalt WallPanel som er spesielt egnet for simulering og dimensjonering av skivekonstruksjoner [6]. Dette gjør det mulig å simulere noen av de problemstillingene som er beskrevet foran og studere betydningen av dem. Programmet forutsetter at det er utført forsøk med enkeltforbindere og at det eksisterer arbeidsdiagrammer for disse som kan implementeres i programmet.

1.2 Formål og omfang

Målsettingen med dette delprosjektet er først å undersøke om fullskalaforsøkene beskrevet i [4] kan beskrives ved hjelp av småskalaforsøk som ble utført på samme tid og det nyutviklede programmet WallPanel. Deretter å gjennomføre simuleringer for å undersøke følgende spørsmål:

- ◆ Øker veggens kapasitet proporsjonalt med veggens lengde slik de forenklete metodene forutsetter?
- ◆ Vil jevnt fordelt forankring av veggens bunnsvill til underlaget redusere veggens kapasitet vesentlig i forhold til endeforankring?
- ◆ Har tykkelsen på veggskivens bunnsvill eller redusert senteravstand for forbinderne mellom skive og bunnsvill stor betydning for kapasiteten til skiver med fordelt forankring?
- ◆ Kan skivefelt med åpninger for dører og vinduer bidra med en vesentlig kapasitet som ikke medregnes i dag?
- ◆ Har lange hele skiver samme kapasitet som skiver oppbygd av standard veggplater?
- ◆ Gir vertikal egenlast redusert behov for endeforankring?

Av økonomiske årsaker er prosjektet begrenset til undersøkelse av én forbinder i én platetype. Forbinderen som er valgt har stor duktilitet (seighet) og tåler store deformasjoner uten at sprø brudd oppstår. I tillegg er det begrensninger i variasjonsområdet for parametrene som er benyttet.

1.3 Forankringsbegrep

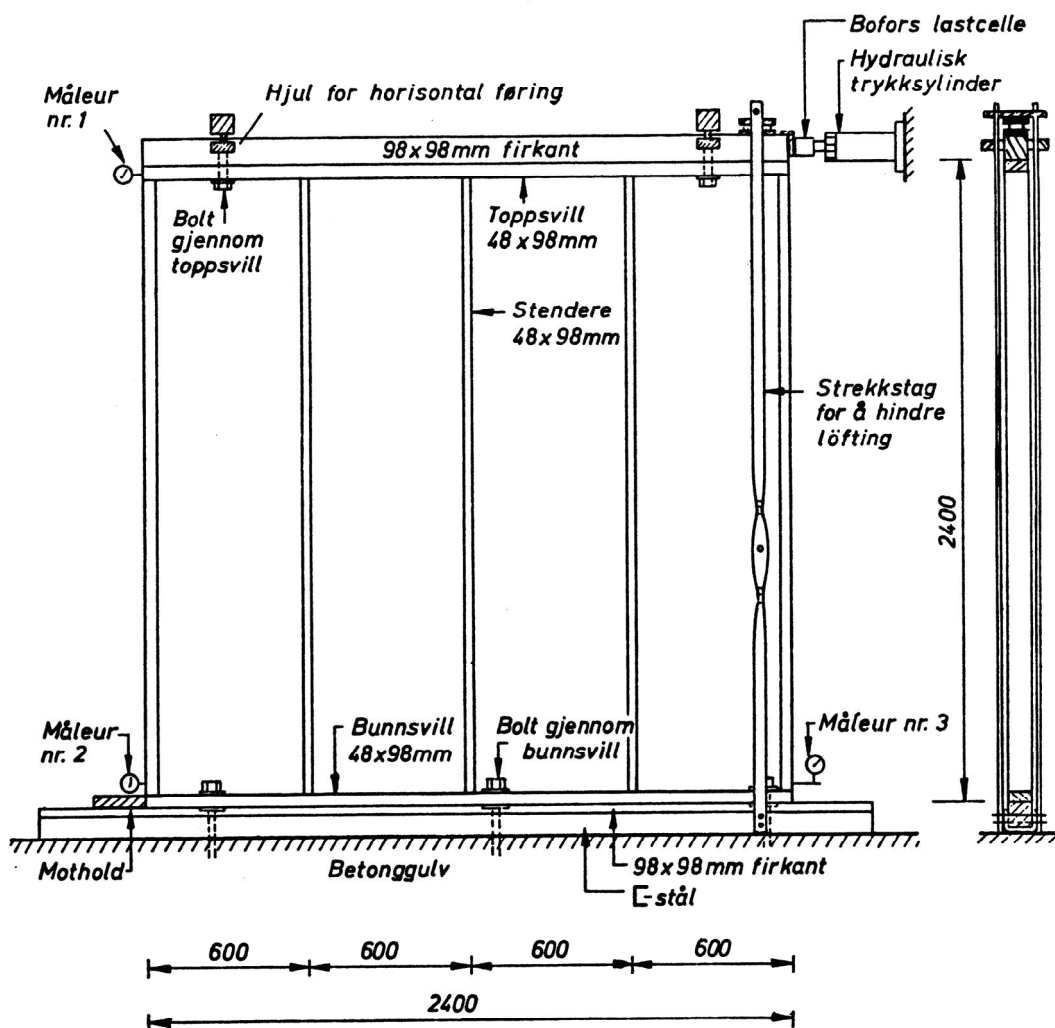
Med endeforankring menes i denne rapport en forankring som gir en konsentrert forankringskraft ved skiveelementets ende. Jevnt fordelt forankring eller fordelt forankring betyr at flere forankringer er fordelt langs skiveelementets bunnsvill slik at flere forankringskrefter er fordelt langs skiveelementets underkant.

2 Tidligere arbeid

2.1 Forsøk utført ved Norges byggforskningsinstitutt

I 1954 fikk Norges byggforskningsinstitutt (NBI) bidrag fra trefiberplatefabrikkene til forskjellige undersøkelser i forbindelse med anvendelse av trefiberplater som konstruksjonsmateriale. Småskala og fullskalaforsøk med spikrede porøse, halvharde og harde trefiberplater ble gjennomført. I 1960 ble rapporten [2] publisert. Skjærkraftkapasitet langs skivenes kanter ble beregnet basert på bruddlast i småskalaforsøk med spikergrupper og sammenlignet med observert bruddlast i fullskalaforsøkene. Sammenligningene viste noenlunde god overensstemmelse. Rapporten konkluderte med at trefiberplater brukt som kledning på trevegger har meget betydelig avstivende virkning mot krefter i veggens plan, forutsatt tilfredsstillende spikring. Den avstivende virkningen av fiberplater brukt på denne måten er betydelig større enn for eksempel av innfelte skråbånd av bord.

I mange land i Europa ble det gjennomført forsøk for å dokumentere den avstivende virkningen av kledningsplater på bindingsverksvegger. Spesielt ble vegger kledd med kryssfiner undersøkt. Resultatene kunne imidlertid ikke direkte overføres til norske forhold fordi både andre platematerialer og festemetoder ble brukt i Norge. I 1970 startet derfor NBI et arbeid for å undersøke hvordan kledningsplater vanligvis brukt i Norge virker som avstivende skiver i en vegg. Hensikten med undersøkelsene var å komme fram til kapasiteten for dimensjonering av sidestivheten i et hus. Det ble undersøkt hvordan stivhet og styrke av platekledde vegger kan beregnes ut fra materialegenskapene hos platekledningene samt stivhet og styrke av spikerforbindelsen mellom plate og bindingsverk. Undersøkelsene omfattet platematerialene halvharde trefiberplater også kalt panelplater, porøse trefiberplater, gipsplater, sponplater og sementbaserte plater. Det ble gjennomført både forsøk med veggfelt på 2,4 m x 2,4 m og småskalaforsøk med enkeltforbindere. Til sammen 14 ulike kombinasjoner av plater og stift ble prøvet for veggfeltene og 13 kombinasjoner for småskalaforsøkene. Prøvebelastningene av veggfeltene ble i prinsippet utført som beskrevet i ASTM prøvemethode nr E-72-66 i en rigg som er vist på figur 1.

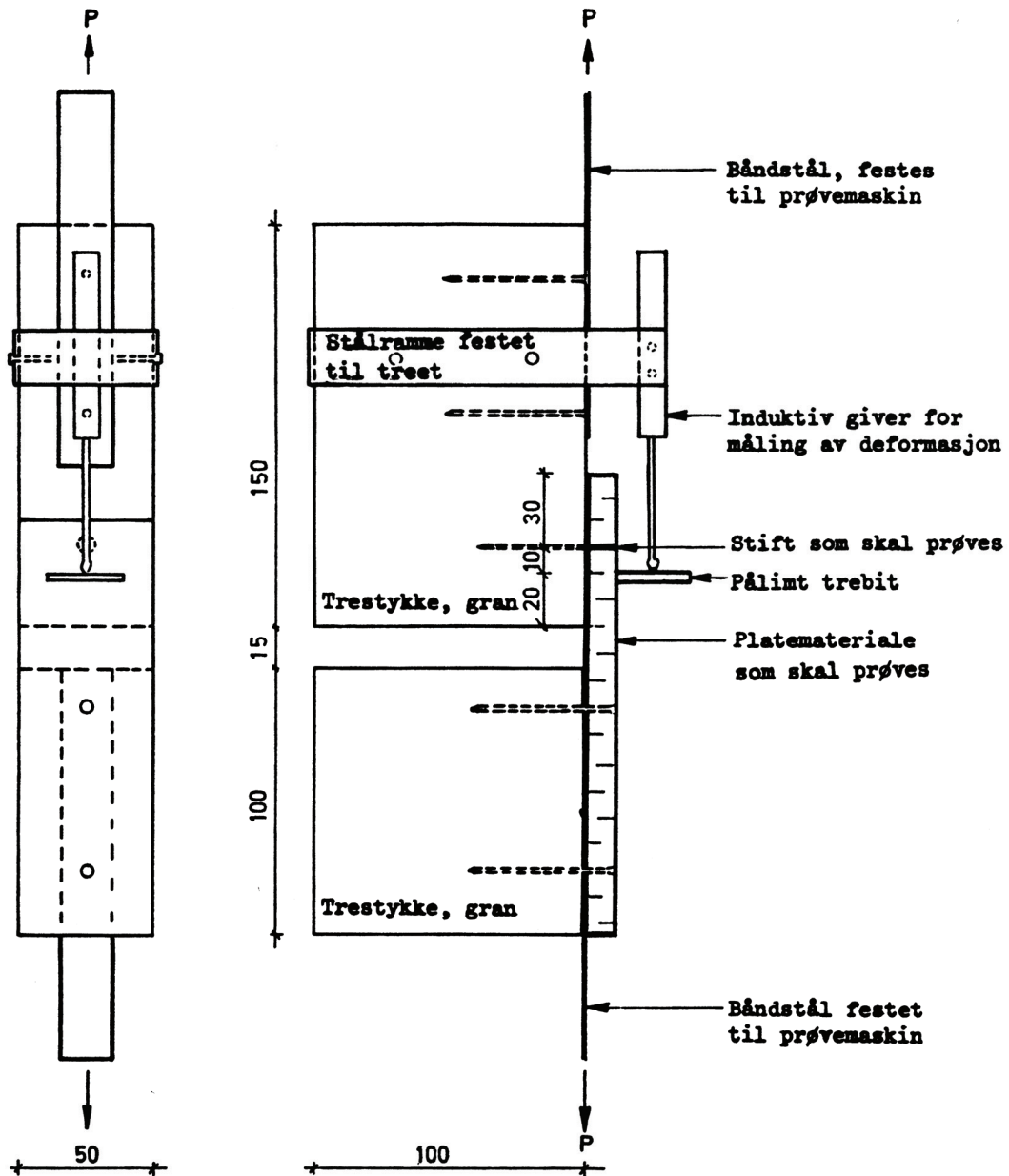


Figur 1
Forsøksoppstilling for sidebelastning av bindingsverksvegg [4]

Veggene bestod av bindingsverk hvor både toppsvill, bunnsvill og stendere var av gran i dimensjon 48 mm x 98 mm, og hvor platekledningen som ble prøvd ble spikret til bindingsverkets ene side. Stenderavstanden var 600 mm og vegg høyden 2,4 m. Bunnsvillen ble boltet fast til laboratoriets betonggulv, og for å hindre veggens å bevege seg normalt på veggens plan, ble toppsvillen styrt av fire hjul.

Veggene ble belastet horisontalt langs veggens med en hydraulisk trykksylinder, og kraften overført til veggens gjennom en 98 mm x 98 mm firkant som ble boltet fast til veggens toppsvill. For å hindre veggens å løfte seg ved den siden der kraften ble påført, ble det montert et strekkstag i betonggulvet som holdt veggens nede gjennom et rullelager over toppsvillen. Prøveveggene ble belastet først opp til 2 kN og deretter avlastet igjen. Så ble veggene belastet til 4 kN og avlastet igjen. Til slutt ble veggene belastet til brudd inntraff. Som brudd ble regnet den maksimale lasten veggens greide å holde. Veggens utbøyning ble registrert ved hver 0,5 kN pålasting opp til 4 kN, deretter for hver 2 kN pålasting. Måleurene som ble benyttet er vist på figur 1 og registreringen av verdier er beskrevet i [4].

Småskalaforsøkene ble gjennomført med en prøveoppstilling som vist i figur 2.



Figur 2
Prøvestykke for måling av last- /deformasjonskurve for stiftforbindelser [4]

For å finne stivhet og styrke av en enkelt spiker festet til bindingsverket gjennom et kledningsmateriale ble forsøk gjennomført for å bestemme last- deformasjonskurver. Det ble gjennomført 5 like forsøk for hver av de 13 prøvede plate- forbinderkombinasjonene. Bruddlasten i fullskalaforsøkene ble sammenlignet med kapasiteten basert på bruddlast i småskalaforsøkene. Sammenligningene viste meget god overensstemmelse. Rapporten fra 1972 [4] konkluderte med at i det videre arbeidet med skivevirkning av platekledninger vil man også forsøke å beregne stivhet og styrke av de prøvede vegger og andre konstruksjoner mer nøyaktig ved EDB-program basert på elementmetoden, såkalte FEM-programmer.

Resultatene fra forsøkene er benyttet i NBIs anvisninger.

2.2 WallPanel – et ikke-lineært FEM-program for plane konstruksjoner

2.2.1 Bakgrunn

Detaljert kunnskap om forbindelsesmidlenes arbeidslinjer (last- /deformasjonsoppførsel) og bruddårsak er en forutsetning for med tilstrekkelig sikkerhet å kunne beregne bæreevne og deformasjoner av skiver på bindingsverk ved hjelp av FEM-programmer. Ikke-lineære forbinder-elementer finnes vanligvis ikke i standard programvare for plane konstruksjoner. For romlige analyser kan slike egenskaper modelleres av for eksempel tversgående elementer med sirkulære tvversnitt som har samme bøyestivhet i alle retninger. Romlige systemer vil imidlertid føre til betydelig økt størrelse av stivhetsmatrisen og vesentlig lenger beregningstid. I mangel av gode tilgjengelige programmer, ble utviklingen av det spesialiserte programmet WallPanel startet. Utviklingen av programmet er basert på en kravspesifikasjon, [6].

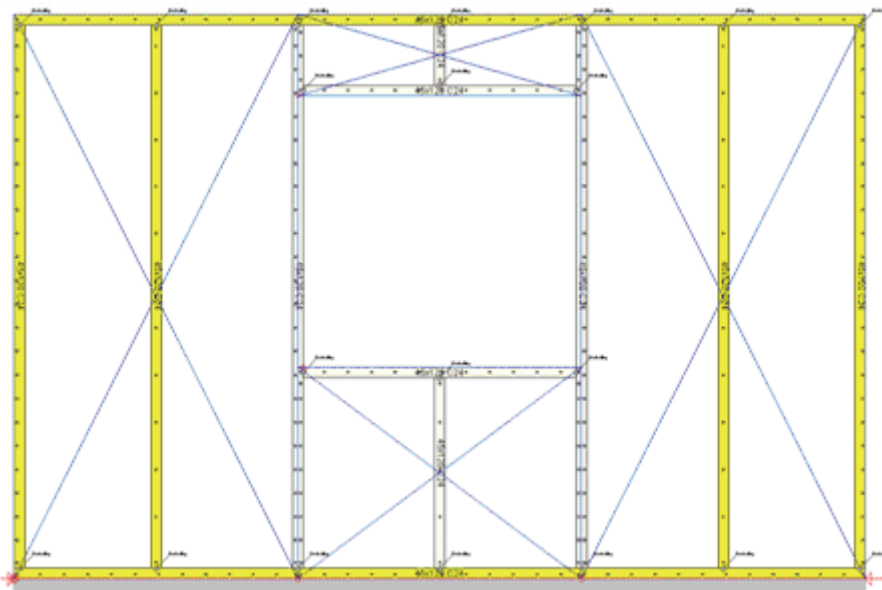
Grensesnittet for WallPanel - som benyttes for analyse av hele vegger i denne rapporten - er utviklet av Consultec System AB i Skellefteå for et nordisk skiveprosjekt i regi av Nordic Wood. Kjernen i programmet er basert på en 2-dimensjonal Finite Element modell som har forbinder-elementer med ikke-lineære egenskaper. Forbinder-elementet ble beskrevet av prosjektets faggruppe og innarbeidet i programmet av programvarefirmaet StruSoft i samarbeid med ekspertise fra universitetet i Budapest.

Denne beskrivelsen av WallPanel er basert på en artikkel av Bovim [7].

2.2.2 Beskrivelse av WallPanel

Programmet kan analysere plane bindingsverkskonstruksjoner kledd med skiver når det eksisterer tilstrekkelig parametere til å beskrive skivematerialet (platematerialet), bindingsverket, forbindelsene, forankringer til omkringliggende konstruksjon og sammenføyninger av stenderverket.

Før analysene kan utføres må brukerne beskrive en plan bindingsverksvegg med eventuelle åpninger for dører og vinduer, se figur 3. Det kan legges inn flere stendere ved siden av hverandre der det er påkrevet. Ønsket platematerialet på en eller begge sider velges blant forhåndsdefinerte typer i programmet. Flere typer kan om ønskelig legges i programmets database av brukerne, forutsatt at nødvendige parametere er tilgjengelige.



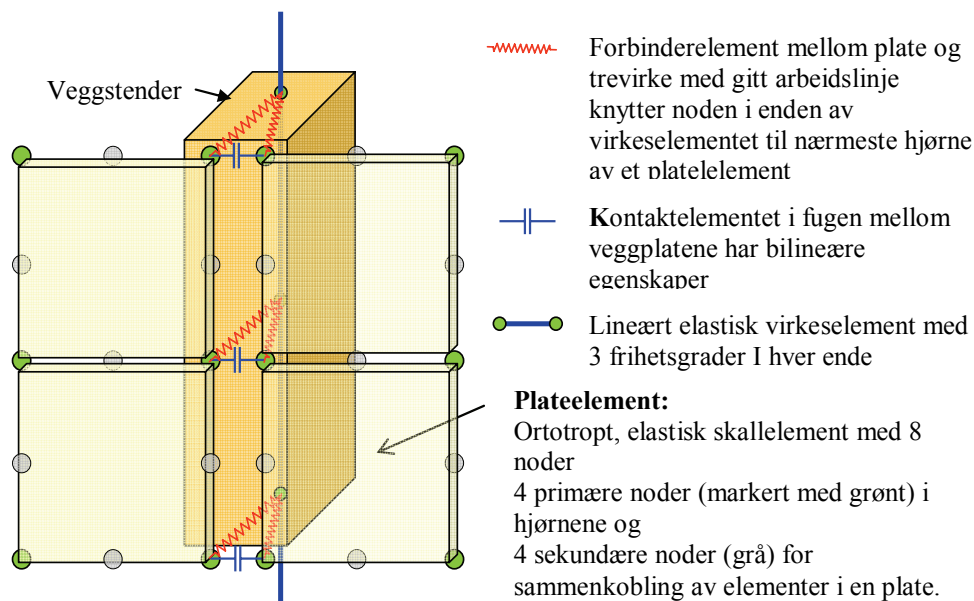
Figur 3
Eksempel på bindingsverksvegg med vindusfelt (fra WallPanel)

Når platekledning er valgt kan en eller flere typer forbindere velges. Forbindernes oppførsel er beskrevet av parametere som er bestemt ved hjelp av forsøk. Avstanden mellom forbinderne velges av brukeren innenfor visse grenser. Det forutsettes at avstanden mellom forbinderne ikke er så små at det er fare for brudd i veggplatene. Avstanden mellom modellens forbinder-elementer styres av den såkalte "meshing" eller elementinndeling av platene. Brukeren kan selv forhåndsvelge ønsket størrelse på elementinndelingen før analyse utføres, men endelig inndeling tilpasses av programmet ut fra virkelig geometri. Forbinder-elementene i modellen får styrke- og stivhetstall som svarer til at de tilliggende forbindernes egenskaper samles i dette forbinder-elementet.

Det koblede forbinder-elementet som benyttes i WallPanel har identiske arbeidslinjer i alle retninger i planet. Flere varianter av dette elementet er implementert. Normalt benyttes en variant som gir deformasjon parallelt med den resulterende kraft som virker på elementet. Elementet kan dermed sammenlignes med en ikke-lineær fjær som er leddet i begge ender.

2.2.3 Beskrivelse av elementer benyttet i WallPanel

Elementmodellen av forbindelsen mellom plate og bindingsverk er vist i figur 4. Selv om elementene er tegnet i en tredimensjonal modell er som nevnt WallPanel et todimensjonalt program og alle elementene som er vist ligger i samme plan. På modellen er plateelementet, kontaktelementet mellom platene, virkeselementet (bindingsverket) og forbinder-elementet vist. Forbinder-elementet er beskrevet ved hjelp av en 5-parameterligning. Bestemmelsen av denne ligningen basert på småskalaforsøk er beskrevet senere i tilknytning til figur 6.

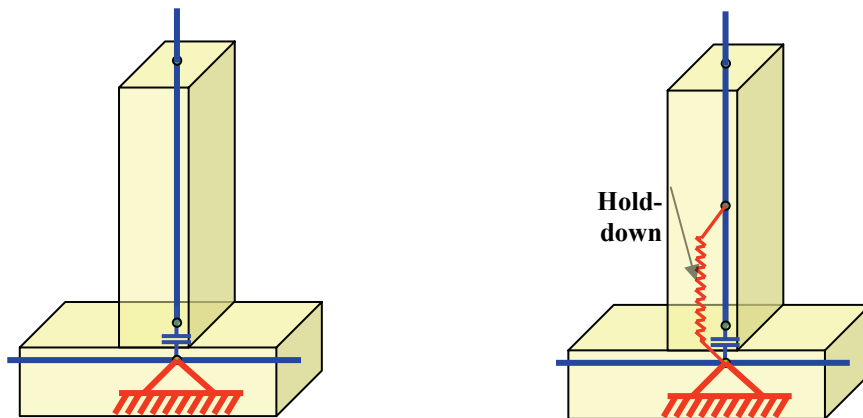


Figur 4
Elementmodellering av forbindelser mellom plater og trevirke

I WallPanel kan det velges mellom flere typer forhåndsdefinerte opplegg for veggene. Typene er:

- ◆ Fullstendig forankring av veggens ender og fullstendig forankring på hver side av åpninger. Disse forankringene er basert på forankringsbeslag festet til stenderne, såkalte hold downs vist på figur 5 b.
- ◆ Fullstendig forankret bunnsvill.
- ◆ Punktvis fastholding langs svillen.

Forhåndsdefinerte opplegg kan endres av brukeren og nye opplegg kan settes inn etter ønske.



(a) Tre mot tre forbindelse med bilineært kontakt-element og fastholding av svillen til underlaget

(b) Forbindelse med ekstra ikke-lineært forankringselement (5-parameter)

Figur 5

Forbindelse mellom stender og svill. Når det ses bort fra opplegget, benyttes samme modell som vist i a) i alle tre-mot-tre forbindelser, for eksempel rundt åpninger i veggene

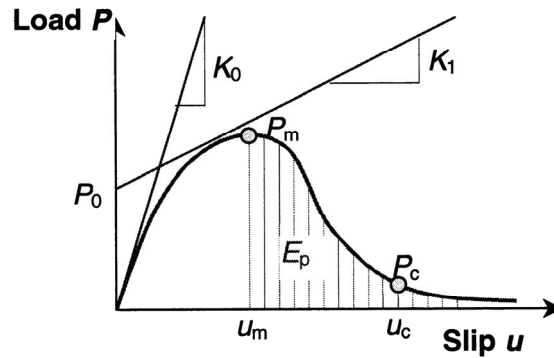
Kontaktelementene som benyttes i tre-mot-tre forbindelser har bilineære stivhetsegenskaper både parallelt med og på tvers av kontaktelementets retning. Stivhetsegenskapene til disse elementene er basert på et begrenset antall forsøk med tre-mot-tre forbindelser. Programmet gir mulighet for å legge inn andre elementegenskaper enn de forhåndsdefinerte. Dessuten kan eventuelle åpninger mellom tredelene angis.

For å beskrive forbindeerne er det utviklet en 5-parameter ligning og prosedyrer for tilpasning av denne ligningen til prøveresultat fra småskalaforsøk. Parametrene benyttes både til å beskrive forbindelser mellom skive og bindingsverk og til å beskrive forankringer. For forbindelser i skiver kan forbindeernes kantavstand og kraftretning i forhold til kantens retning ha betydning for kapasitet og duktilitet av forbindelsen. I programmet er forbindelsens oppførsel den samme uansett kraftretning i forhold til kantens retning.

På figur 6 er last- /forskyvningskurven beskrevet av en 5-parameter ligning. I figuren er P_m den midlere makslast som opptrer ved den korresponderende midlere deformasjonen u_m . Bruddverdiene er gitt som punktet (P_c, u_c) . Hele last- /forskyvningskurven (P, u) for forbindelsen mellom skive og bindingsverk slik den er vist i figur 6 kan uttrykkes som:

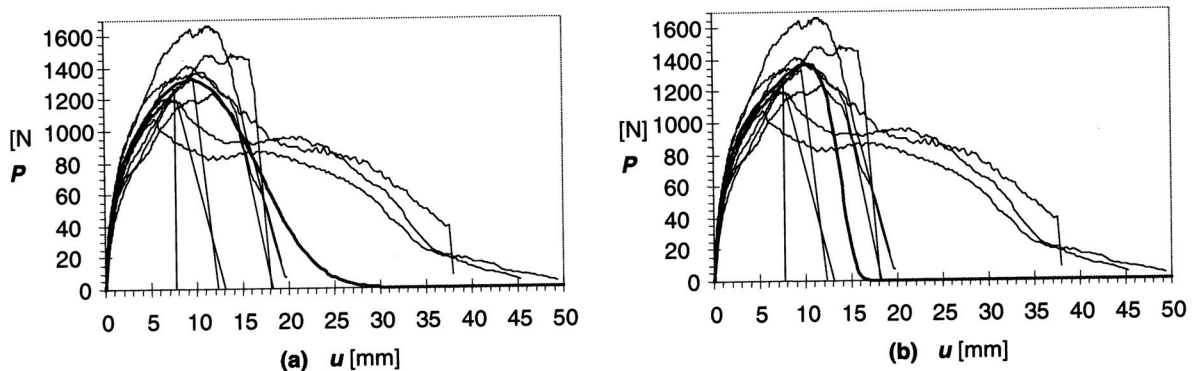
$$P = (P_0 + K_1 u) \left(1 - e^{-\frac{K_0 u}{P_0}} \right) e^{-\frac{u^\alpha}{\beta}}$$

hvor P_0 , K_0 og K_1 er Foschi-parametre, og α samt β er tilleggsparemetre. Detaljert analyseprosedyre er gitt i [8].



Figur 6
Last- /forskyvningskurver beskrevet av 5-parameter ligning

Eksempler på kurvetilpasning hvor ligningen er brukt for sponplater er vist i figur 7. Den tykke linjen på figuren er den tilpassede kurven. I figur 7a er tilpasningen gjort til alle kurvene og i figur 7b er tilpasningen gjort til kurvene med sprø oppførsel.



Figur 7
Last- /forskyvningskurver for forbindelser mellom sponplater og tre. Kurvetilpasningen a) for alle kurvene og b) for kurvene med sprø oppførsel

2.2.4 Uttesting av WallPanel

I regi av Nordic Wood prosjektet nevnt foran, har det blitt gjennomført en rekke småskalaforsøk, og det er gjennomført over 100 fullskalaforsøk. I en større studie av Leirgul, [9] er resultatene fra småskalaforsøkene benyttet i ulike regnemetoder og sammenlignet med resultatene fra fullskalaforsøk. Som en av regnemetodene er programmet WallPanel benyttet.

Sammenligningene av resultatene fra WallPanel med fullskalaforsøk har vist at modellen gir god overensstemmelse for skivekonstruksjoner med harde trefiberplater uten åpninger og med ulike laster. Leirguls undersøkelser viser at det ikke er samsvar mellom den observerte og beregnede makslast når deformasjonen ved makslast er større enn 30 til 40 mm. En mulig årsak til dette kan være en blanding av ikkelineære og lineære elementer i modellen. De elastiske elementene har en tendens til å overestimere elementstivheten ved store deformasjoner og av den grunn gi resultat som er moderat høyere enn fullskaletestene gir.

For sponplater og kryssfiner er overestimeringen fra programmet noe høyere. Dette skyldes sannsynligvis at tredensiteten var høyere for småskalaforsøkene hvor forsøksresultatene ble implementert i programmet enn for fullskalaforsøkene beregningene ble sammenlignet med. Bruddformene for småskalaforsøkene var også sprøere enn bruddformene for fullskalaforsøkene.

Det hadde vært enklere å dokumentere sammenhengen mellom småskala og fullskalaforsøk dersom materialene til alle forsøkene hadde vært plukket ut fra samme materialmengde slik at resultatene hadde blitt direkte sammenlignbare.

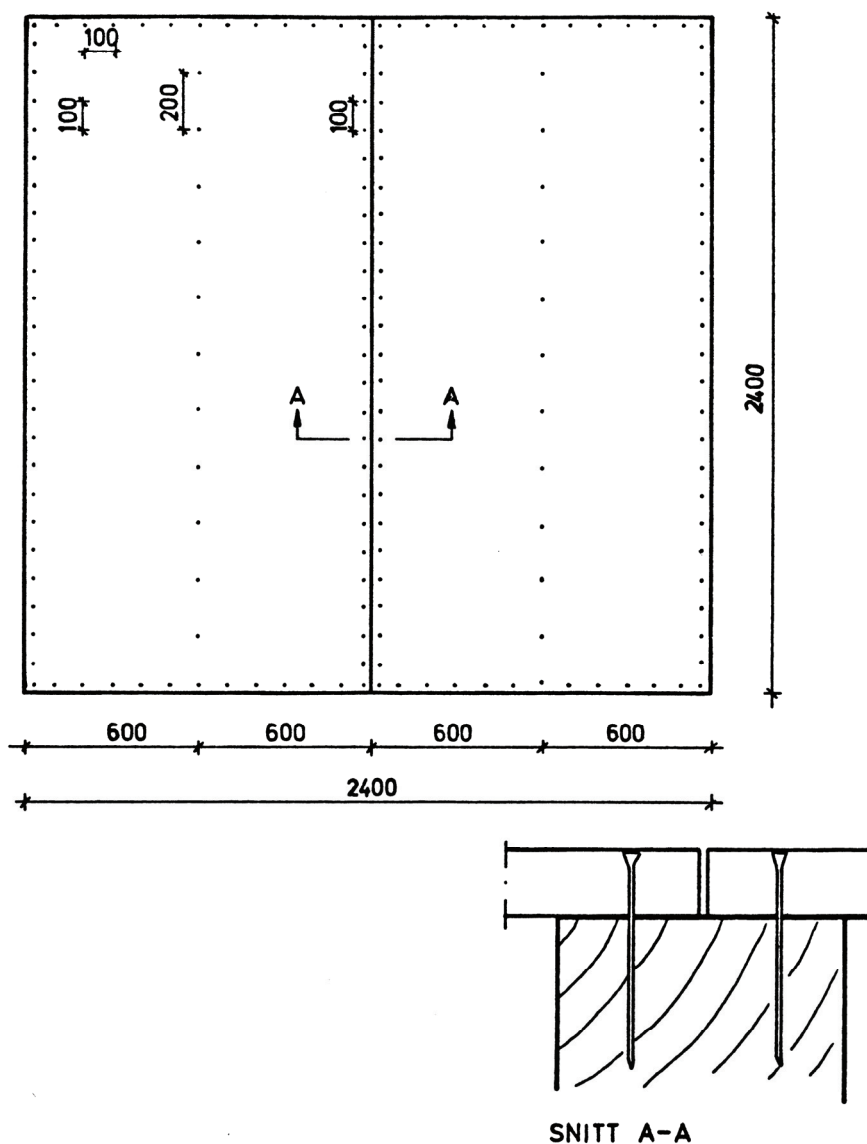
3 Simulering av fullskalaforsøk fra 1970

3.1 Hensikt

Målsettingen med denne simuleringen er å undersøke om fullskalaforsøkene beskrevet i [4] kan beskrives ved hjelp av resultatene fra småskalaforsøk som ble utført på samme tid og benyttet i beregninger med det nyutviklede programmet WallPanel.

3.2 Forsøk med gipsskiver i 1970

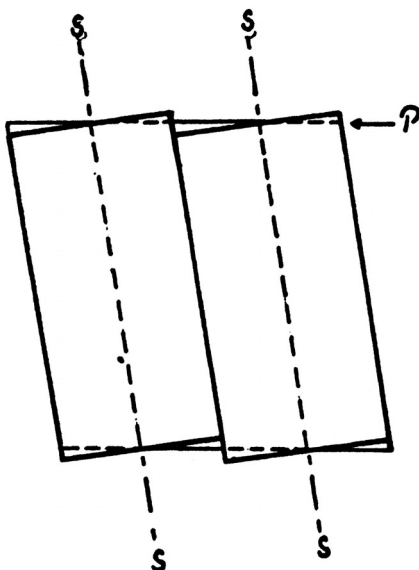
Som beskrevet tidligere ble fullskalaforsøkene i [4] gjennomført i riggen i figur 1. Forsøket med 13 mm gipsplater og gipsplatespiker 23/35 ble montert som vist på figur 8. Spikrene ble montert med en senteravstand på 100 mm langs platenes kanter og 200 mm i stenderne inne på platene. Ved platenes hjørner ble spikrene trukket inn 12 mm som antydnet på figuren. Avstanden mellom spikrene ved hjørnet ble på denne måten 88 mm.



Figur 8

13 mm gipsplater med stift 23/35 kammet elektrolyttisk forsinket gipsplatespiker [4]

Gjennomføringen av forsøket viste at bruddutviklingen fortrinnsvis skjedde ved at platematerialet rundt spikeren ble deformert. Hoveddeformasjonsformen som ble registrert for platene i hele veggen er vist på figur 9.



Figur 9
Deformasjonsform for vegger i fullskalaforsøk [4]

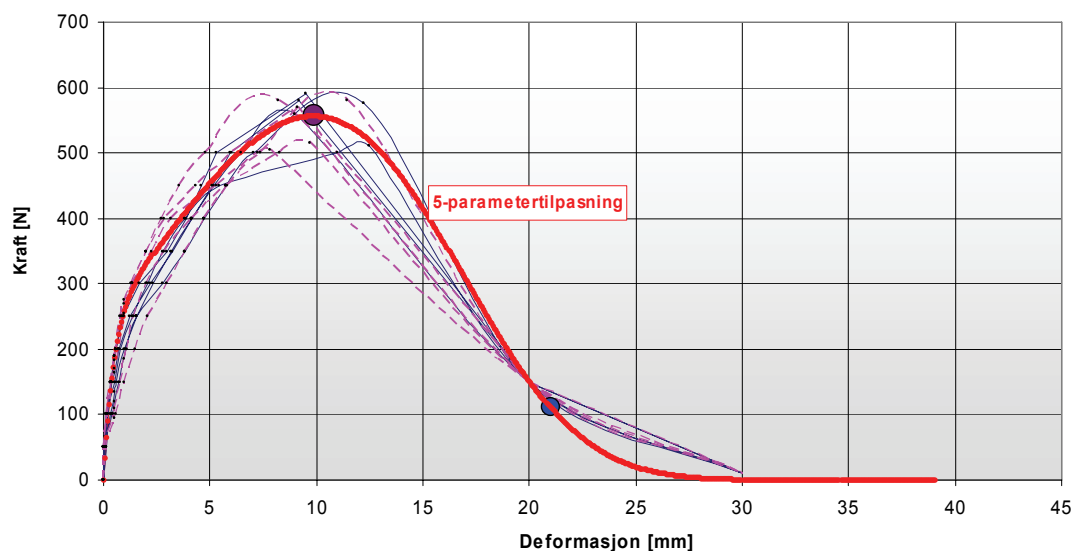
Kraft- /deformasjonskurvene fra veggforsøkene i 1970 med 13 mm gipsplater er vist på figur 11 og 12. I forsøkene ble som tidligere nevnt veggen belastet med en horisontallast i toppen til den nådde verdien 2 kN og så avlastet til 0 kN. Deretter ble den belastet til 4 kN og avlastet til 0 kN. Kraft- /deformasjonskurven for denne delen av forsøket er ikke vist på figur 11 og 12. Den varige deformasjonen etter andre avlastning var 0,9 mm. Deretter ble konstruksjonene belastet fram til bruddlast på 15,1 kN. Deformasjonene ved brudd ble ikke målt, men de ble målt fram til 10 kN. Dette er vist i diagrammene som en heltrukket linje. Bruddnivået er vist som en horisontal stiplet linje.

Det ble gjennomført to ganger 5 like småskalaforsøk med enkeltforbindere med prøvemethoden vist på figur 2. 5 forsøk med kraftretning parallelt med gipsplatenes kortsider og 5 parallelt langs platenes langsider ble gjennomført. De 10 Kraft- /deformasjonskurvene for forsøkene er vist i figur 10 sammen med den tilpassede 5-parameterligningen som omtalt nedenfor.

3.3 Beregninger med WallPanel

For å etterregne forsøkene med WallPanel, ble kurvene fra enkeltforsøkene tilpasset 5-parameterligningen. Resultatet av tilpasningen er vist i figur 10. Enkeltforsøkene er vist med tunne linjer og den tilpassede funksjonen er vist med heltrukket tykk linje.

Verdiene i 5-parameterligningen som ble benyttet for å karakterisere spikeren som ble benyttet i gipsplatene er vist i tabell 1. Det er også simuleringsverdiene for gipsplatene og bindingsverket.



Figur 10
Spiker 23/35 i gipsplate beskrevet med 5-parameterligningen

Tabell 1
Materialverdier benyttet i simuleringene

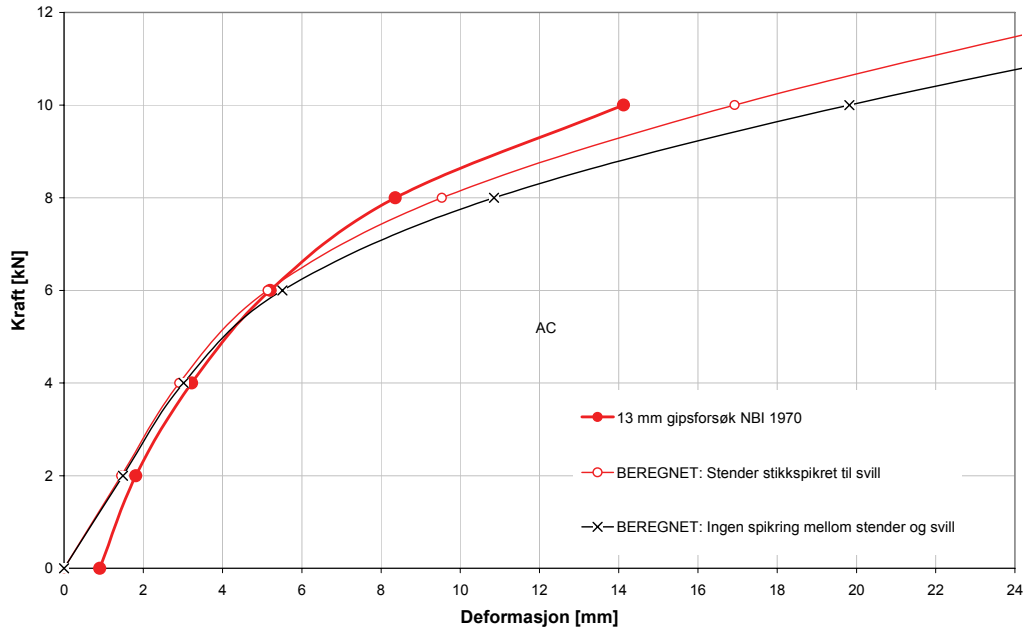
Material-verdi	Enhet	Gips t=13 mm	Gipsplatespiker	Bindingsverk C18
f_{mk}	N/mm ²	0		18
f_{ck}	N/mm ²	0		18
f_{c90k}	N/mm ²	0		4,8
f_{tk}	N/mm ²	0		11
f_{t90k}	N/mm ²	0		0,3
f_{vk}	N/mm ²	0		2
f_{pk}	N/mm ²	0		0
ER_k	N/mm ²	2 500		6 000
GR_k	N/mm ²	1 250		560
E_k	N/mm ²	2 500		9 000
E_{90k}	N/mm ²	2 500		300
G_k	N/mm ²	1 250		560
K_0	N/mm		553,4	
K_1	N/mm		43,3	
P_0	N		247	
α			3,31846	
β			10412	
u_m	mm		9,86	

I beregningene med WallPanel ble det i all hovedsak benyttet elementer med størrelse 300 mm x 300 mm. Det er gjort en sammenlignende beregning med grovere og finere oppdeling. Denne viste at grovere eller finere elementinndeling ikke ga avvik i beregningsresultatene. Deformasjonsutviklingen av veggkonstruksjonen i simuleringen fikk samme form som fullskalaforsøkene i 1970, figur 9. Det ble gjennomført to simuleringer med WallPanel som begge er vist på figur 11 og 12 og sammenlignet med forsøkene fra 1970. I den ene simuleringen ble det forutsatt at stenderne var stikkspikret til bunnsvill og toppsvill med 2 stk 34/95 spiker i hvert punkt. I den andre simuleringen ble det forutsatt at forbindelsen ikke var spikret. I forsøkene fra 1970 var forbindelsen mellom stendere og svill spikret.

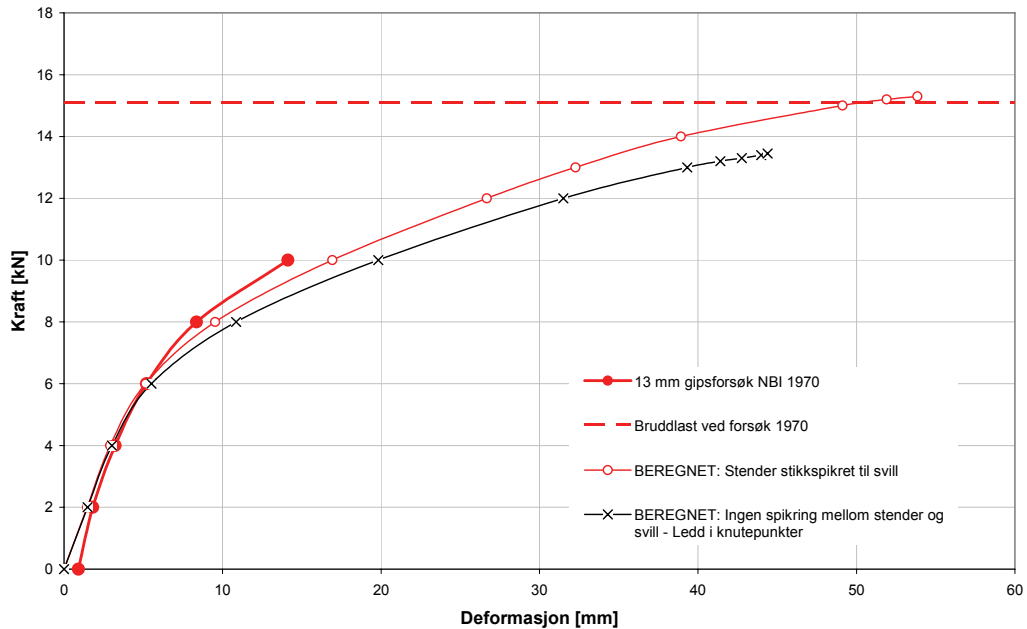
Sammenligningen av forsøksresultatene og simuleringene med WallPanel for den nedre delen av kurven hvor deformasjoner ble målt, viser at stivheten til de simulerte resultatene er noe lavere enn i forsøkene fra 1970. Ved kraften 10 kN hvor deformasjonsmålingene stoppet, ble de simulerte deformasjonene 20 % høyere enn de målte.

Forskjellene i de to simuleringene skyldes stikkspikring i sammenføyningen av stender og svill. Som kurvene viser gir stikkspikringen noe stivhetsøkning.

Simuleringene med WallPanel gir en bruddlast på 15,3 kN med en deformasjon på 53,8 mm. Ved forsøk utført i 1970 ble bruddlast målt til 15,1 kN. Deformasjon ved bruddlast ble ikke registrert. Simuleringene av bruddlast har god overensstemmelse med forsøksresultatene. Samlet sett ga simuleringene en tilfredsstillende beskrivelse av forsøkene i 1970.



Figur 11
Utsnitt av nedre del av figur 12



Figur 12
Sammenligning av forsøk gjort i 1970 med beregninger gjort med Wall Panel

4 Simulering av forankrede skiver

4.1 Innledning

Med argumentasjonen i innledningen til rapporten ble følgende problemstillinger formulert:

- ◆ Øker veggens kapasitet proporsjonalt med veggens lengde slik de forenklede metodene forutsetter?
- ◆ Vil fordelt forankring redusere veggens kapasitet vesentlig i forhold til endeforankring?
- ◆ Har tykkelsen på veggskivens bunnsvill eller redusert senteravstand for forbinderne mellom skive og bunnsvill stor betydning for kapasiteten til skiver med fordelt forankring?
- ◆ Kan skivefelt med åpninger for dører og vinduer bidra med en vesentlig kapasitet som ikke medregnes i dag?
- ◆ Har lange hele skiver samme kapasitet som skiver oppbygd av standard veggplater?
- ◆ Gir vertikal egenlast redusert behov for endeforankring?

4.2 Materialer

I simuleringene er det benyttet 8 mm tykke Masonite trefiberfiberplater spikret med ringet spiker fra Nordisk Kartro med dimensjon 2,2 mm x 50 mm. Platene er spikret til bindingsverk 48 mm x 98 mm med kvalitet C 18. Stendere er stikkspikret til topp og bunnsvill. Verdiene som ble benyttet for å simulere materialene er angitt i tabell 2. Verdiene er basert på prøving, dokumentert i [8] og implementert i programmet.

Tabell 2
Materialverdier benyttet i simuleringene

Material-verdi	Enhet	Masonite t=8 mm	Ringet spiker 2,2 x 50 mm	Bindings-verk C18
f_{mk}	N/mm ²	0		18
f_{ck}	N/mm ²	22		18
f_{c90k}	N/mm ²	22		4,8
f_{tk}	N/mm ²	22		11
f_{t90k}	N/mm ²	22		0,3
f_{vk}	N/mm ²	14		2
f_{pk}	N/mm ²	14		0
ER_k	N/mm ²	5 000		6 000
GR_k	N/mm ²	2 100		560
E_k	N/mm ²	5 000		9 000
E_{90k}	N/mm ²	5 000		300
G_k	N/mm ²	2 100		560
K_0	N/mm		26482	
K_1	N/mm		317,77	
P_0	N		408	
α			1,35	
β			16,818	
u_m	mm		5,55	

4.3 Metode

4.3.1 Veggens oppbygning

Veggene er modellert i programmet Wall Panel med plater med bredde 1,2 meter og høyde 2,4 meter. Bindingsverket er normalt 48x98 mm og senteravstanden mellom stendere er 0,6 meter med unntak av stendere i første og siste felt der senteravstanden er 0,6 meter minus en halv stenderbredde, altså 0,576 mm. Platene er spikret med senteravstand 100 mm langs randen og 200 mm langs den midtre stenderen.

4.3.2 Statisk modell

Den statiske modellen er bygget opp av 300 mm x 300 mm skiveelementer som beskrevet tidligere. Intensjonen var å etablere randbetingelser med fastholding av første stender, kalt endeforankring og forankring av bunnsvill mellom stenderne kalt jevnt fordelt forankring. Kontaktelementene som kun skulle ta trykk viste seg også å overføre små strekkrefter. Kontaktelementer for stendere som fikk oppløft er derfor fjernet fra modellen, dermed er også horisontal forankring fjernet i disse punkter. For å simulere en belastningssituasjon som tilsvarte fastholding av første stender i vegg, ble første stender i tillegg til en horisontal kraft også påført en vertikal kraftkomponent som tilsvarte at resulterende kraft hadde retning gjennom veggens motsatte fotpunkt som antydnet på simuleringsplanen i figur 14. Fordelt forankring ble simulert ved kontaktelementer som i realiteten tok både strekk og trykk.

4.3.3 Simulering

Simuleringen gjennomføres ved gjentatte interaktive beregninger. Hvert avmerket punkt på kraft-/deformasjonskurvene er resultatet av en beregning. Det er gjort mange beregninger for å finne sammenhengen mellom kraft og deformasjon for hver enkelt vegg-løsning. Når veggens kapasitet overskrides oppnås det ikke noe resultat av beregningen. For å finne den siste delen av kurven er det derfor gjennomført en iterativ prosess for å finne den største kapasiteten med tilhørende deformasjon.

4.4 Undersøkte parametere og simuleringsplan

4.4.1 Generelt

Parametrene som ble simulert og senere er benyttet i diagrammer er her angitt med parameternavn og symboler:

- ◆ veggens lengde, 1-4
- ◆ forankring, A-B
- ◆ bunnsvillens tykkelse, 98 mm bunnsvill
- ◆ åpninger i skivefelt, C-D
- ◆ lange hele skiver, hel plate
- ◆ antall festemidler, cc 50 mm i bunnsvill
- ◆ vertikal egenlast, linjelast 10 kN/m

Nedenfor er parametrene nærmere beskrevet.

Simuleringene er utført med WallPanel. En simuleringsplan hvor det fremgår hvordan parametrene er kombinert i simuleringene er vist på figur 14. Oppbyggingen av planen er beskrevet under overskriften "simuleringsplan".

4.4.2 Veggens lengde (1,2,3,4)

Parameterverdien angir hvor mange veggplater som er montert etter hverandre som skissert i simuleringsprogrammet, figur 14. Platene som er simulert tilsvarer standard veggplater med $h \times b = 2,4 \text{ m} \times 1,2 \text{ m}$.

4.4.3 Forankring (A, B)

Forankringsalternativene er:

- ◆ A som både er fordelt forankring og endeforankring
- ◆ B som er kun fordelt forankring.

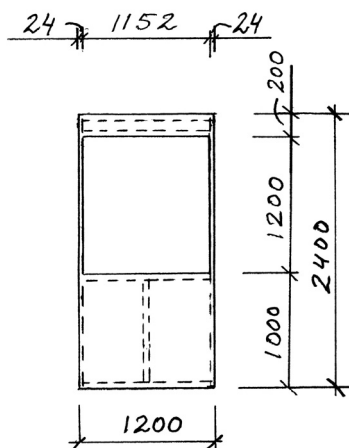
Fordelt forankring for B-alternativet innebærer at bunnsvillen er forankret til underlaget i punkter som er plassert midt mellom de to første stenderne bak hver plate. I disse punktene blir det tatt opp strekkrefter og horisontalkrefter. For A-alternativet er fordelt forankring kontaktelementer plassert under bunnsvilla rett under stenderne. Disse elementene tar også opp horisontalkrefter. Endeforankring innebærer at den ytterste stenderen i konstruksjonen er gitt en last som tilsvarer at den er forankret til underlaget. Forankringene er skissert på simuleringssplanen på figur 14. Parameterverdiene C og D som angir åpninger i skivefelt, har begge lastpåføring og forankringer som A.

4.4.4 Bunnsvillens tykkelse (98 mm bunnsvill)

Standard bunnsvilltykkelse i simuleringene er 48 mm som angitt tidligere. I to simuleringer av vegger med fordelt forankring (B) er betydningen av en økning av bunnsvillens tykkelse til 98 mm undersøkt.

4.4.5 Åpninger i skivefelt (C, D)

Veggåpninger i skivefelt er simulert som vist i simuleringssplanen, figur 14. Parametrene er angitt som C og D. Åpningene i skivefeltet har geometri som vist på figur 13.



Figur 13

Åpninger i skivefelt. De stiplede linjene viser underliggende bindingsverk

4.4.6 Lange hele skiver (hel plate)

Betydningen av en veggutførelse uten vertikale plateskjøter mellom standard veggplater er undersøkt. Det er forutsatt at veggplaten er hel og tilsvarer et bestemt antall standard veggplater.

4.4.7 Antall festemidler (cc 50 mm i bunnsvill)

Standard innfesting av platens kanter er festemidler med senteravstand 100 mm. Betydningen av en halvering av senteravstanden langs bunnsvill (cc 50 mm i bunnsvill) er undersøkt.

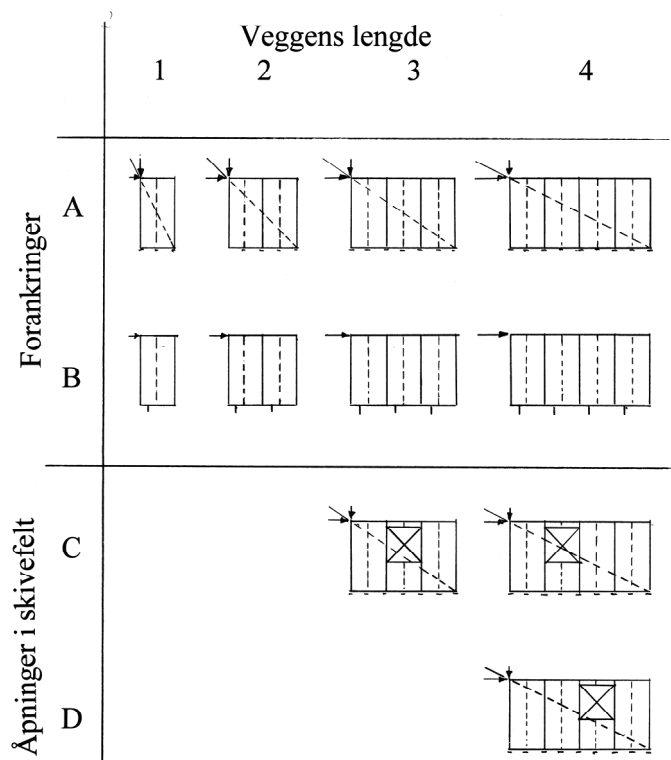
4.4.8 Vertikal egenlast (linjelast 10 kN/m)

Betydningen av en linjelast på 10 kN/m er undersøkt for vegger med fordelt forankring.

4.4.9 Simuleringsplan

Simuleringene ble gjennomført i samsvar med simuleringsplanen vist i figur 14. Simuleringsplanen del a) viser kombinasjonen av simuleringer av forankringer og veggens lengde samt åpninger i skivefelt kombinert med veggens lengde. Del b) viser hvordan veggskiver med fordelt forankring (B) og ulike lengder er kombinert med parametrene: bunnsvillens tykkelse, lange hele skiver, antall festemidler og vertikal egenlast.

Del a)



Del b)

Parametere	B1	B2	B3	B4
Bunnsvillens tykkelse	x			x
Lange hele skiver			x	x
Antall festemidler	x			x
Vertikal egenlast	x	x	x	x

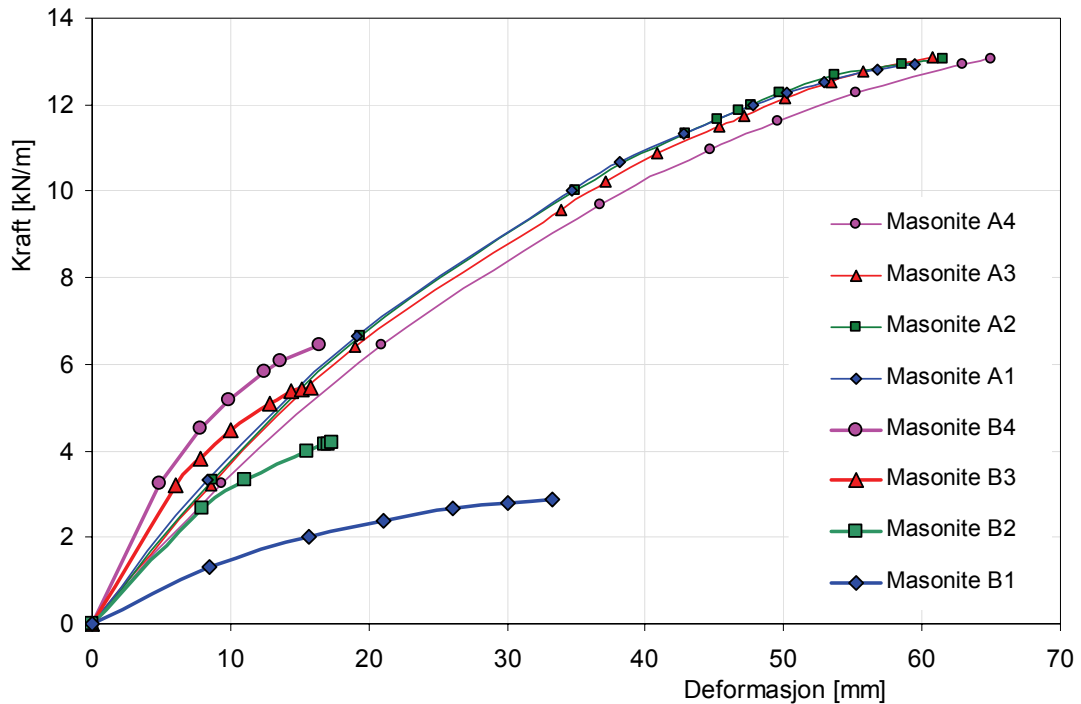
Figur 14
Simuleringsplan

4.5 Resultat og vurderinger

I det følgende gis en presentasjon av de viktigste resultatene fra simuleringene og en diskusjon av betydningen av dem.

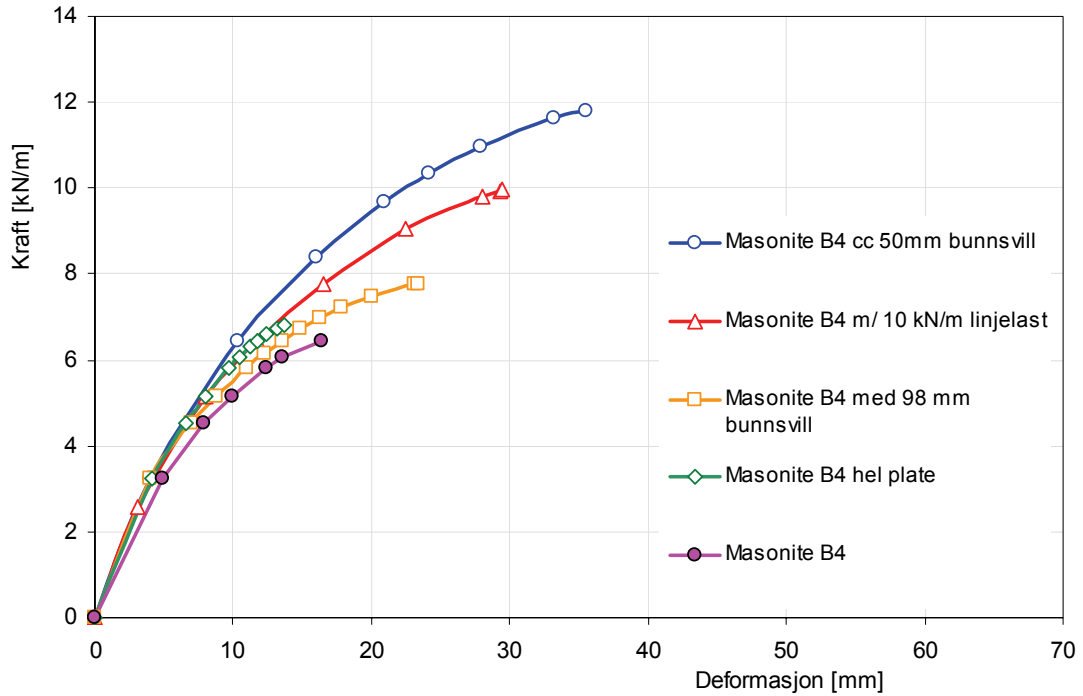
Betydningen av endeforankring når veggskiven har fra en til fire plater med lengde 1,2 m er vist på figur 15. Resultatet er uttrykt i en kraft- /deformasjonskurve hvor kraften er vist pr meter veggengde. På denne måten er stivhet og kapasitet for skivene med ulik lengde gjort sammenlignbare. Figuren viser at skivegruppen med endeforankring er betydelig stivere og har betydelig større kapasitet enn de sammenlignbare skivene uten slik forankring (vinkelen på kurven som kjent et uttrykk for stivheten). For de korteste skivene firedobles kapasiteten dersom det monteres en endeforankring.

Skiver med endeforankring har alle samme stivhetsnivå og alle skivene oppnår nær samme kapasitetsnivå pr meter skive. For skivene med fordelt forankring øker både stivhet og kapasitet betydelig når skivelengden øker, se figur 15.



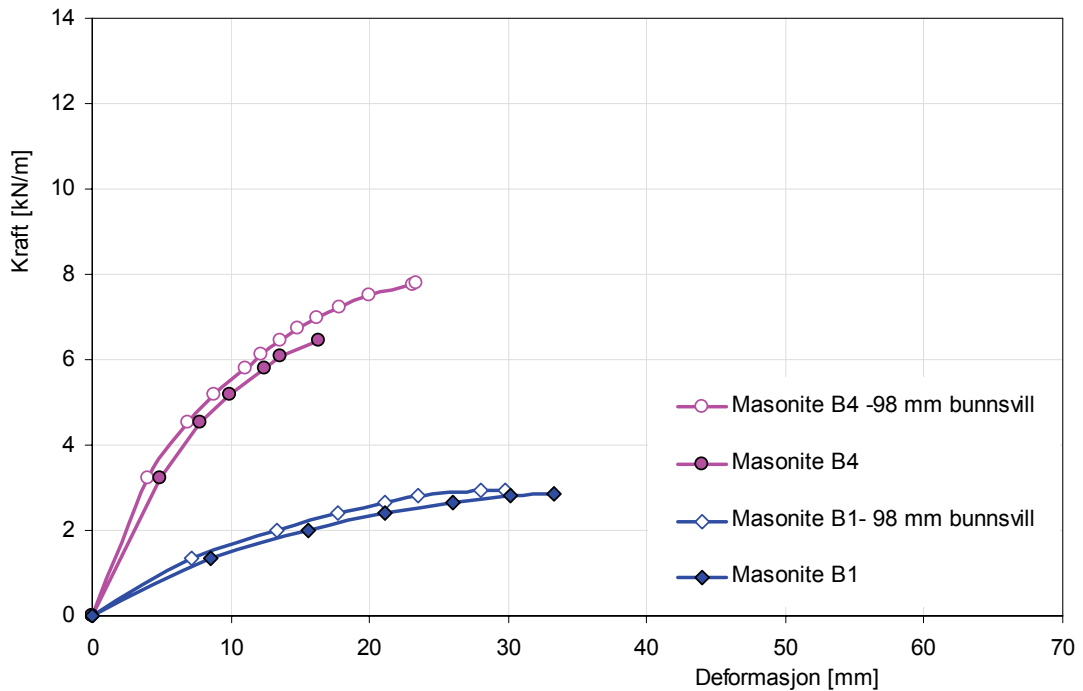
Figur 15
Vegger med endeforankring, A og fordelt forankring, B. Symboler er forklart i tilknytning til figur 14

Betydningen av ulike parametere for oppførselen til den lengste skiven med fordelt forankring B4 er vurdert. Som figur 16 viser, er den mest effektive måten å øke både stivheten og styrken til det undersøkte systemet å redusere senteravstanden til forbinderne mellom skive og bunnsvill. En halvering av senteravstanden har ført til en kapasitetsøkning på over 80 % for konstruksjonens evne til å oppta horisontalkraft dersom svillen har tilstrekkelig styrke for å unngå bøyebrudd. Påføring av en linjelast på 10 kN/m på skiven viste seg å være den nest mest effektive metoden for å forbedre stivhet og styrke. En dobling av tykkelsen på bunnsvillen til 98 mm kan gi opp til 20% økning av kapasiteten. Dersom de 1,2 m brede veggplatene erstattes med en hel plate som dekker hele vegg oppnås bare en mindre økning av den initielle stivheten av konstruksjonen og en ubetydelig økning av kapasiteten (ca. 5 %).



Figur 16
Faktorer som har betydning ved fordelt forankring

Betydningen av doubling av bunnsvillens tykkelse er på nytt vist på figur 17. Figuren viser nå både den korteste og den lengste av veggskivene med fordelt forankring. Som figuren viser har en doubling av tykkelsen på bunnsvillen ingen vesentlig betydning for stivheten, men noe økning av kapasiteten oppnås for lengre vegger.

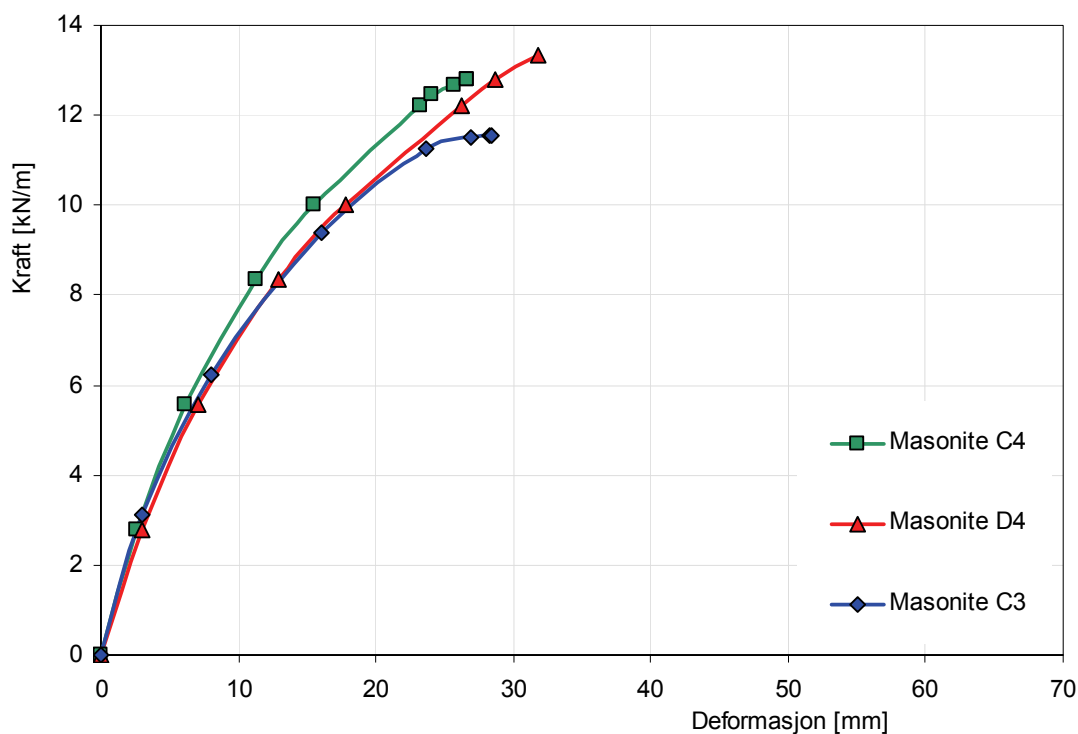


Figur 17
Betydning av bunnsvillens tykkelse ved fordelt forankring

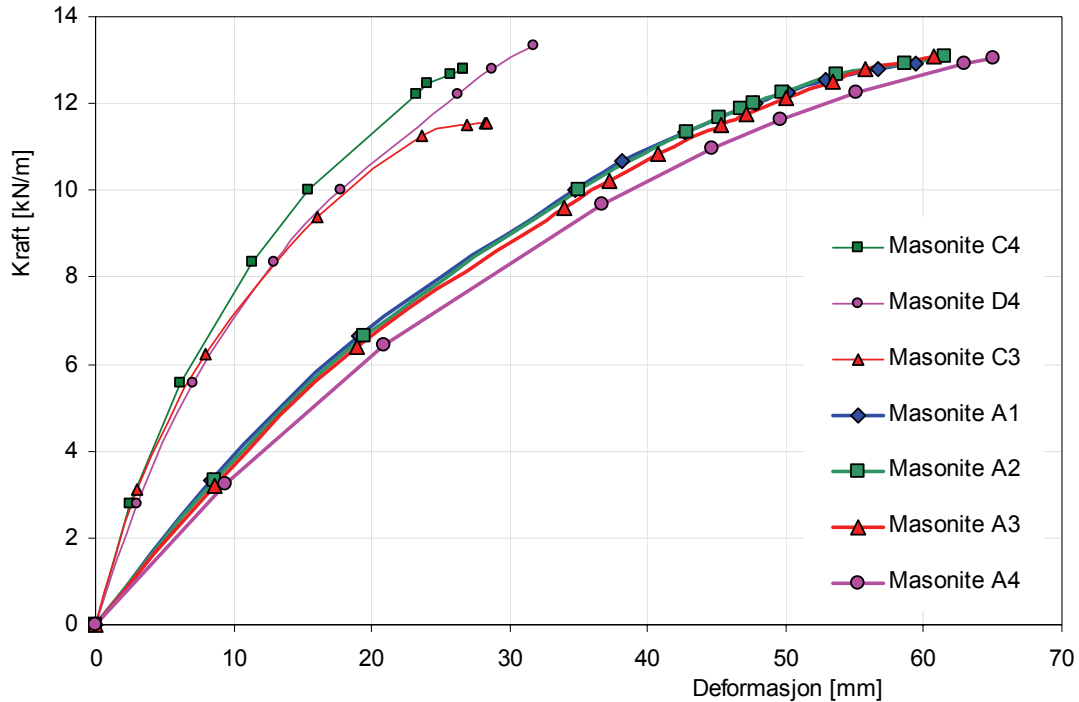
Figur 18 viser oppførselen til de tre veggskivene med utsparinger som er simulert. Kraften er angitt pr meter i diagrammet og er omregnet til pr meter skive uten utsparing (vindu). Kapasiteten til en vegg med 4 standardplater hvor en av platene har utsparing er således fordelt på 3 plater og kapasiteten til en vegg med 3 standardplater med utsparing er tilsvarende fordelt på 2 plater.

Kurvene for de 3 geometriene har omtrent samme form og stivheten er ganske lik, men kapasiteten til vegg C3 regnet pr. m er noe lavere enn for de andre veggene med åpninger.

Sammenlignes resultatene med vegger uten åpninger viser det seg at det kan ses bort fra åpninger ved beregning av veggens kapasitet, men at veggpartier med åpninger bidrar til redusert deformasjon slik det fremgår av figur 19.

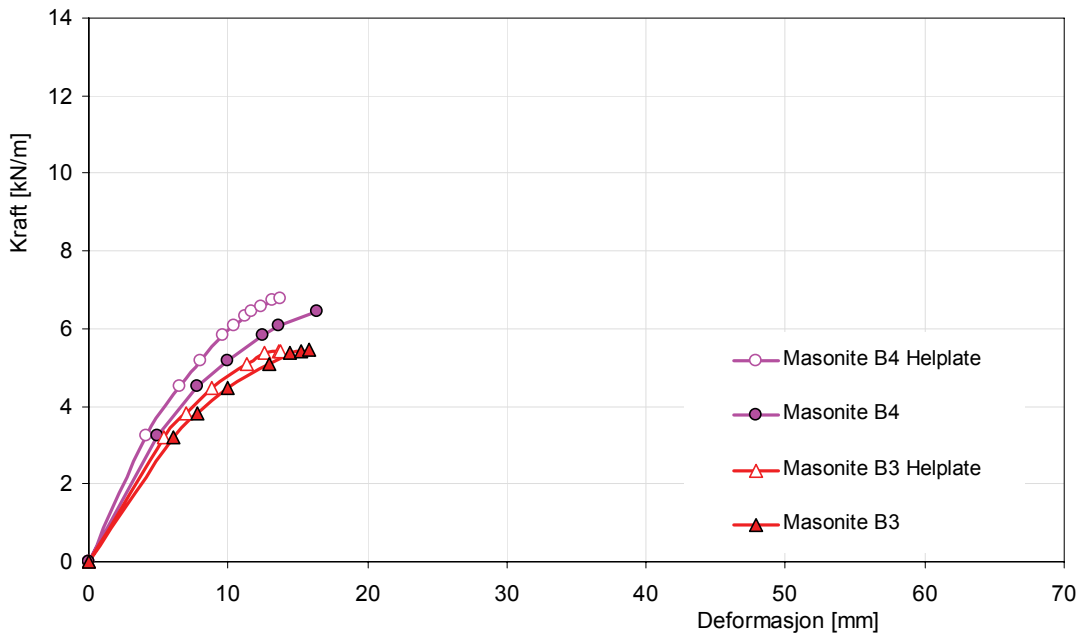


Figur 18
Betydning av skivegeometri ved åpninger i skiver



Figur 19
Skiver med åpninger sammenlignet med hele vegger

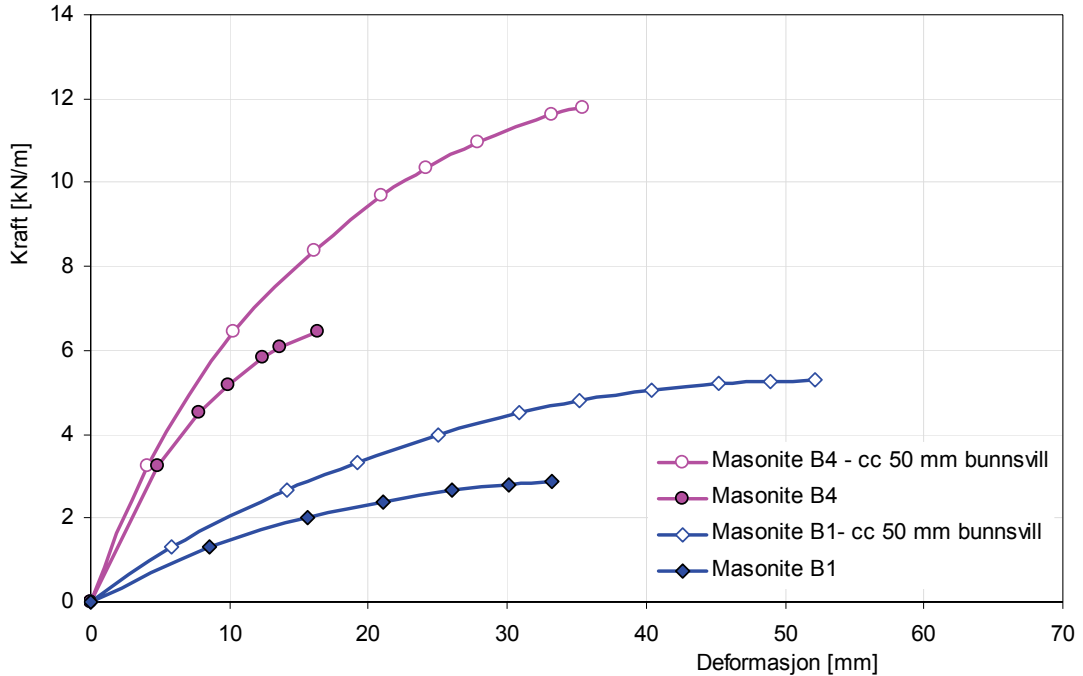
Effekten av lange, hele veggplater er sammenlignet med resultater for veggskiver med henholdsvis 3 og 4 standard veggplater i figur 20. Tendensen er den samme for de to sammenligningene. Den initielle stivheten er noe større mens kapasiteten er omtrent den samme for vegger med hele veggplater og vegger oppbygd av standard veggplater.



Figur 20
Sammenligning av lange hele plater med standard veggplater

I figur 18 ble det vist at den mest effektive av de undersøkte metodene for å øke stivhet og styrke til en veggskive med fordelt forankring var å halvere senteravstanden til forbinde-

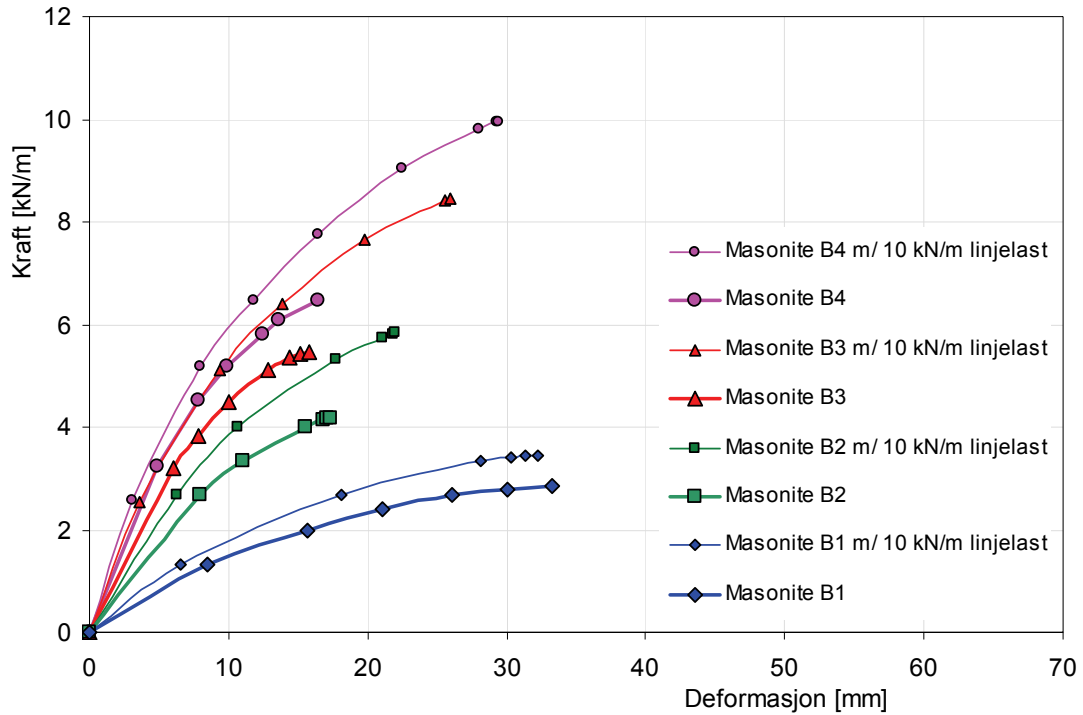
mellom skive og bunnsvill. I figur 21 er betydningen av halvering av senteravstanden vist for den korteste og den lengste veggskiven med fordelt forankring. Som figuren viser er tendensen den samme for både den korte og den lange veggen. Både initiell stivhet og konstruksjonens bruddeformasjon øker, samtidig som det oppnås en vesentlig økning av kapasiteten.



Figur 21

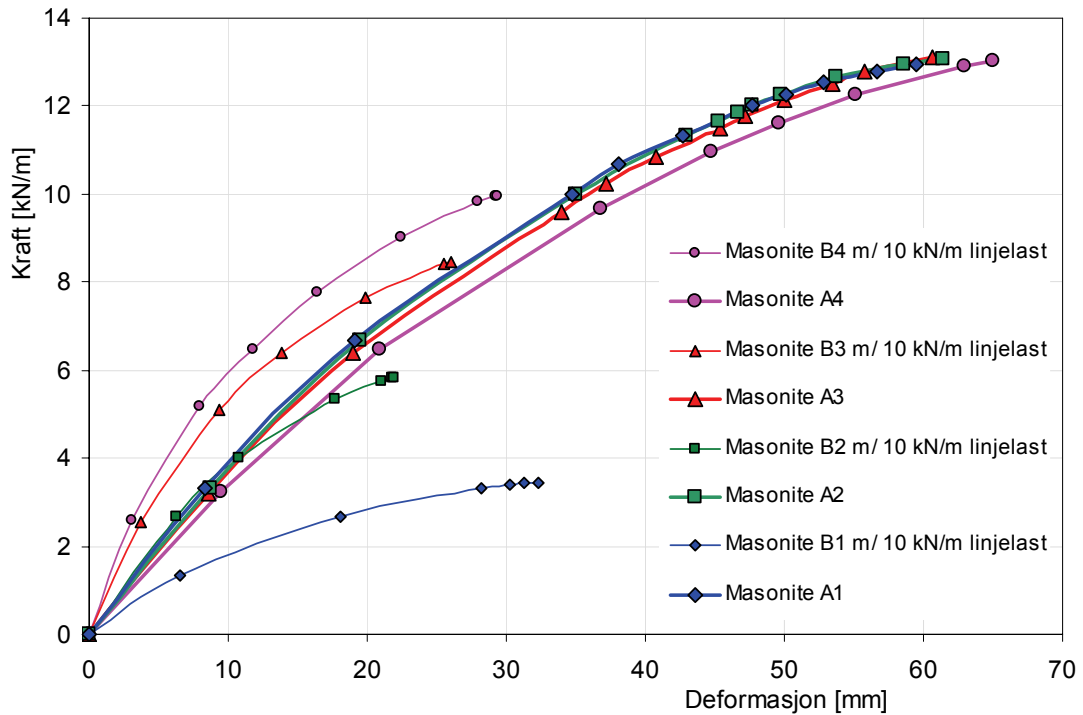
Betydning av halvering av senteravstanden for forbindelsesmidlene mellom veggplater og bunnsvill

Figur 18 viser også at den nest mest effektive måten å øke kapasiteten for en skive med fordelt forankring er å påføre den vertikale last. Tilsvarende undersøkelse for alle de 4 skivelengdene er vist på figur 22. Som figuren viser øker stivheten for alle veggglengdene når veggene påføres en linjelast med stor økning for de korteste veggene og mindre økning for de lange. Kapasitetsøkningen var vesentlig for alle veggglengdene.



Figur 22
Betydning av linjelast på veggskive med fordelt forankring

Figur 23 viser sammenligning av vegger med fordelt fastholding og påført linjelast med forankrede vegger. Resultatene viser at lange vegger med linjelast kan oppnå betydelig økning av kapasiteten, men linjelasten var ikke tilstrekkelig til å kunne oppnå samme kapasitet som forankrede vegger. Fordelt linjelast har naturlig nok mindre effekt på korte vegger med fordelt forankring.



Figur 23
Linjelastens betydning for behovet for endeforankring

5 Oppsummering og konklusjoner

De innledende simuleringene viste at fullskalaforsøkene med gipsplateskiver kunne beskrives på en tilfredsstillende måte ved å benytte resultatene fra småskalaforsøk i beregninger med FEM-programmet WallPanel. Både småskala- og fullskalaforsøk var utført av sammenlignbare materialer i 1970.

Simuleringene av vegger avstivet med trefiberplater og duktile forbindere i vegger med én etasjehøyde og lengder fra 1,2 meter til 4,8 meter ga en rekke interessante resultater.

Innenfor de begrensede vegg lengdene som ble simulert ga beregningene for vegger med endeforankring samme resultat som forenklete metoder. Endeforankring er en forutsetning for at de forenklete metodene kan benyttes. Fjernes endeforankringen slik det ofte gjøres i praksis, viser simuleringene at kapasiteten blir dramatisk redusert. For de korteste veggskivene ble kapasiteten redusert til en fjerdedel. Stivheten ble også betydelig redusert.

Simuleringer av ulike metoder for å øke stivhet og styrke av veggskivene med fordelt forankring viste at den mest effektive forbedringsmetoden var å redusere senteravstanden på forbinderne som festet skiven til bunnsvillen. En halvering av senteravstanden ga en kapasitetsøkning på opptil 80 % og en betydelig stivhetsøkning. Økningen var stor både for korte og lange vegger. Påføring av vertikallast på 10 kN/m var den nest mest effektive metoden for å øke stivhet og styrke. Effekten var størst for de lange veggene. Tykkelsesøkning av bunnsvilla hadde liten betydning. Heller ikke endring av veggplatenes format til hele, kontinuerlige plater hadde vesentlig betydning.

Simuleringene tyder på at de forenklete metodene gir tilfredsstillende resultater for veggskiver med åpninger.

Områder av skiver med åpninger bidrar ikke til veggens bruddlastkapasitet, men områdene kan bidra til økt stivhet når de er plassert minst ett skivefelt fra veggens ende.

6 Forslag til videre arbeid

- ◆ Kapasitet, stivhet og bruddeformasjon for vegger vil normalt henge nøye sammen med styrke- og stivhetsegenskapene til forbindelsene mellom plater og bindingsverk. Det bør gjøres undersøkelser av flere aktuelle kombinasjoner av plater og forbindelsesmidler med dokumentasjon av hele arbeidslinjen dvs. kraft-deformasjonsdiagrammet. Kapasiteter basert på prøving gir trolig større kapasiteter enn beregningsregler.
- ◆ Det bør utarbeides kapasitetsdiagrammer for vegger med fordelt forankring og vertikal last.
- ◆ Undersøkelsene i denne rapport kan tyde på at vegger med åpninger vil kunne få redusert behov for forankringer når det tas hensyn til vertikal linjelast på veggen. Det bør derfor utføres simuleringer av effekt av vertikal linjelast på vegger med ulik størrelse av åpninger.
- ◆ Effekten av samvirke mellom veggskiver i bygninger med flere etasjer er lite undersøkt. Det foreliggende dataprogram kunne bare beregne etasjehøye skiver. Det er behov for både simuleringer og forsøk for å kunne gi svar på mulige gunstige effekter på så vel kapasitet som stivhet og behov for forankringer for slike veggskiver.
- ◆ Revidere byggdeltalbladene som omhandler vindavstivning og vindforankring av trehus med bindingsverkkonstruksjon

Litteratur

- [1] Carling, O. Spikerfasthet hos trefiberplater og trefiberplater som sideavstivning i bindingsverksvegger. *Bygg nr 4 1960*
- [2] Granum, H. og Vikøren, O. Spikerfasthet hos trefiberplater og trefiberplater som sideavstivning i bindingsverksvegger. *Bygg nr 4 1960*
- [3] Ramstad, T. Skivevirkning av platekleddede bindingsverksvegger. *Nordisk symposium om trækonstruksjoner*, København juni 1970
- [4] Hallquist, Å., Megård, G. og Ramstad, T. *Trekonstruksjoner, Plateledning på gulv, vegger og tak og utvekslinger i bjelkelag*, Norges byggforskningsinstitutt, Oslo 1972
- [5] Ramstad, T. Skivekonstruksjoner av tre. Byggdetaljer A 520.238, *Byggforskserien*, Oslo 1989
- [6] Bovim, N.I. og Andreasson, S. *Kravspesifikasjon för dataprogram*, Nordic Wood prosjekt om Konstruktiv användning av träbaserade skivkonstruksjoner
- [7] Bovim, N.I. *A Nonlinear Finite Element Program for Static Analysis of Shear Walls*, The Norwegian University of Life Sciences (UMB). Unpublished.
- [8] Girhammar U.A., Bovim, N.I., Källsner, B. Characteristics of Sheathing-to-Timber Joints in Wood Shear Walls, *Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering*, Lahti 2004.
- [9] Leirgul, E.E. *Verifikasjon av ikke-lineær beregningsmodell og alternative manuelle beregningsmetoder basert på fullskalaforsøk av skivekonstruksjoner i tre og trebaserte materialer*. Masteroppgave, Institutt for matematiske realfag og teknologi, Norges Landbrukshøgskole, Ås 2004
- [10] Larsen, P. K. *Konstruksjonsteknikk. Laster og bæresystemer*. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2004, ISBN 82-519-1960-6

Klima 2000 (2000–2007) har vært et av de største forskningsprogrammene innen byggenæringen det siste tiåret. Hovedhensikten med Klima 2000 har vært å videreutvikle utvalgte klimapåkjente konstruksjonstyper og -detaljer, for å optimalisere design med hensyn til motstandsevne mot klimapåvirkninger. Resultatene fra programmet er sentrale i den videre utviklingen av kvalitetsnormen Byggforskserien – det mest anvendte kunnskapssystemet i byggenæringen

SINTEF er Skandinavias største forskningskonsern. Vår visjon er «Teknologi for et bedre samfunn». Vi skal bidra til økt verdiskapning, økt livskvalitet og en bærekraftig utvikling. SINTEF selger forskningsbasert kunnskap og tilhørende tjenester basert på dyp innsikt i teknologi, naturvitenskap, medisin og samfunnsvitenskap.

SINTEF Byggforsk er det tredje største byggforskningsinstituttet i Europa. Vi har rom både for store forskningsprosjekter og for tett oppfølging av de mange små bedriftene. Vårt mål er bedre produktivitet og økt kvalitet i det bygde miljø.

SINTEF Byggforsk er Norges ledende formidler av forskningsbasert kunnskap til byggenæringen. Våre publikasjoner inneholder tilrettelagte erfaringer og resultater fra praksis og forskning. Vi utgir Byggforskserien, Byggebransjens våtromsnorm, håndbøker, rapporter, faktabøker og beregnings- og planleggingsverktøy.