

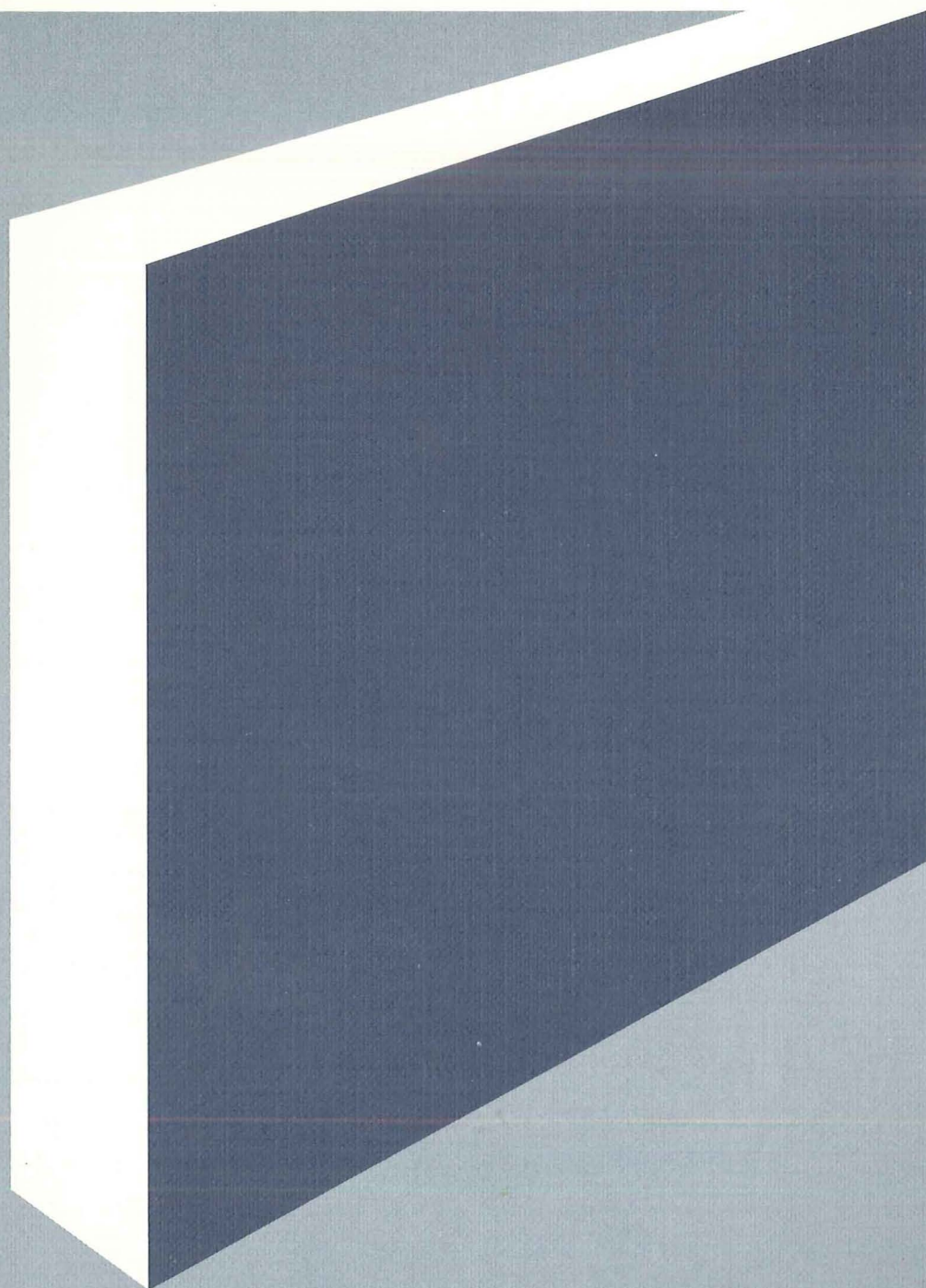
SBI-udg.

Skivebygningers stabilitet 2



Beregningsmetoder

SBI-ANVISNING 115 · STATENS BYGGEFORSKNINGSINSTITUT 1979



SKIVEBYGNINGERS STABILITET 2

Beregningsmetoder

MOGENS BUHELT

KLAUS HANSEN

KLAUS FEILBERG HANSEN

ANDERS ODGÅRD

S. ØIVIND OLESEN

JENS E. STAALBY

00834P
STATENS BYGGEFORSKNINGSINSTITUT

ex-1
- 1 FEB. 1979



SBI-publikationer

Statens Byggeforskningsinstituts publikationer findes i følgende serier: Anvisninger, Rapporter, Landbrugsbyggeri, Byplanlægning, Pjecer, Ydeevnebeskrivelser, Særtryk og Nomogrammer. Salg sker gennem boghandelen eller direkte fra SBI. Instituttets årsberetning og publikationsliste er gratis og kan rekvireres fra SBI.

SBI-abonnement

Instituttets publikationer kan også fås ved at tegne et abonnement. Dét sikrer samtidig løbende orientering om alle nye udgivelser. Der kan vælges mellem fire abonnementer omfattende forskellige af de udgivne serier. Information om abonnementernes omfang og vilkår fås hos SBI.

ISBN 87-563-0228-2.

Pris: 66,50 inkl. 20,25 pct. moms.

Oplag: 1.500.

Tryk: Dyva Bogtryk, Glostrup.

Statens Byggeforskningsinstitut:

Postboks 119, 2970 Hørsholm. Telefon: 02-86 55 33.

Eftertryk i uddrag tilladt, men kun med kildeangivelsen:

SBI-anvisning 115: Skivebygningers stabilitet 2. 1979.

Indhold

Forord	side 5
Indledning	side 6
Om begrebet »skivebygninger«, 6	
Om begrebet »stabilitet«, 6	
Anvisningernes formål, 8	
Anvisningernes indhold, 9	
Konstruktionsvurdering	side 10
Laster, 11	
Beregningsmodeller og -metoder	side 12
Manuel beregning af vægsystemer, 14	
Forskydningslagmetoden, 25	
Elementmetoden, 27	
Lokalbrud, 31	
Bæreevne	side 35
Vægelementers bæreevne, 37	
Dækelementers bæreevne, 39	
Etageskrydsets bæreevne, 40	
Vægfugers bæreevne, 43	
Bæreevne af en lokalskadet væg, 48	
Sammenfatning	side 52
Litteratur	side 53

Forord

I 1967 iværksatte SBI nogle omfattende eksperimentelle, teoretiske og regnetekniske opgaver vedrørende sammensatte tværvægges mekanisme og bæreevne, emner af betydning for den videre udvikling af elementbyggeriet. Opgaverne blev planlagt, udført og løst i nært samarbejde med DIAB, København, og bkf-centralen. I perioden 1971 til 1976 har SBI udgivet fire rapporter om forsøgsresultaterne, deres fortolkning og anvendelse, samt brugervejledninger til de to edb-programmer, der er udviklet som led i løsningen af de regnetekniske opgaver.*

Allerede før opgaverne var afsluttet med disse publikationer, blev det besluttet at publicere resultaterne i en større sammenhæng, dels med resultaterne af andre forskningsprojekter og erfaringer fra praksis, dels med en generel teori for udformning og beregning af skivekonstruktioner.

Et første udkast til en sådan udgivelse i SBIs anvisningsserie forelå i 1970 og dannede grundlaget for en teknisk samtale med deltagelse af ca. 70 interesserede ingeniører og arkitekter, som fremkom med værdifuld kritik og forbedringsforslag.

Manuskriptet har herefter i flere dele og tempi været udsendt og underkastet en løbende revision og kritik.

Især må fremhæves de mange æn-

dringer og forbedringsforslag, der er fremkommet fra lærerne ved Kunstakademiets Arkitektskole hhv Institutet for Husbygning, DTH, på grundlag af erfaringerne ved anvendelse af dele af de foreløbige manuskripter i undervisningen.

Skivebygningers stabilitet udsendes efter mange omarbejdninger i sin endelige form som to SBI-anvisninger.

Den første anvisning, *Skivebygningers stabilitet 1 - Konstruktionsprincipper*, er udsendt i 1976 som SBI-anvisning 82. Den er udarbejdet af docent, civilingeniør Jørgen Nielsen, Kunstakademiets Arkitektskole, i samarbejde med civilingeniør Jens E. Staalby og akademiingeniør Mogens Buhelt. Den beskriver det teoretiske grundlag for udformning af skivekonstruktioner i stabil ligevægt, uafhængigt af de anvendte materialer. Udgangspunktet for denne anvisning er docent Jørgen Niensens forelæsningsnotater. Den henvender sig i første række til arkitekter og ingeniører, som beskæftiger sig med udarbejdelse af projektforslag for bygningskonstruktioner. Den er endvidere skrevet med henblik på anvendelse som lærebog.

Den her foreliggende anvisning, *Skivebygningers stabilitet 2 - Beregningsmetoder*, omhandler hovedsageligt konstruktioner af betonelementer. Den gennemgår en række metoder for analyse og beregning af skivebygninger udsat for forskellige påvirkninger, og under hensyntagen til elementsamlingernes udformning og egenskaber. Den er udarbejdet af en gruppe medarbejdere ved SBI og bkf-centralen under redaktion af akademiingeniør Mogens Buhelt og civilingeniør Jens E. Staalby, og den henvender sig hovedsagelig til projekterende ingeniører. Også denne anvisning er skrevet med henblik på anvendelse som lærebog.

En lang række sagkyndige uden for SBI har ydet en uvurderlig hjælp ved kritisk gennemlæsning og kommentering af de forskellige udgaver af manuskripterne til anvisningerne om skivebygningers stabilitet. SBI benytter denne lejlighed til at takke alle, der har medvirket på denne måde.

September 1978

Per Bredsdorff

* Brugervejledning for NARC. Et sæt edb-programmer for løsning af opgaver inden for kontinuumsmekanikken ved elementmetoden. SBI 1971.

Sources of Error by Strain Gage Measurements on Models Made of Plexiglas. Mogens Buhelt. SBI-rapport 68. 1971.

Brugervejledning for SHEWALS. Et edb-program til beregning af afstivende vægssystemer. SBI. 1973.

Beregning af vægssystemer i skivebygninger. Mogens Buhelt og Klavs Feilberg Hansen. SBI-rapport 91. 1974.

Diagrammer til tilnærmet beregning af afstivende vægge. Klaus Hansen og S.Ø. Olesen. SBI-rapport 92. 1975.

Keyed shear joints. SBI-rapport 97. 1976.

Indledning

Denne publikation er den anden af to SBI-anvisninger om skivebygningers stabilitet. De to anvisninger har undertitlerne *Konstruktionsprincipper* og *Beregningsmetoder*. Henvisninger i teksten sker ved benyttelse af betegnelserne: SS1-Konstruktionsprincipper, SS2-Beregningmetoder.

Om begrebet »skivebygninger«

De bærende konstruktioner i de bygningstyper, der beskrives i anvisningerne, består af vægge og dæk. Disse konstruktionselementer er karakteristiske derved, at to af deres tre dimensioner er væsentligt større end den tredje. De er udpræget flade elementer.

For påvirkninger på tværs af deres eget plan siges elementerne at virke som *plader*, se figur 1. For påvirkninger i deres eget plan siges elementerne at virke som *skiver*.

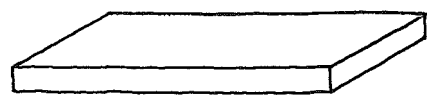
Vægge og dæk er meget stivere, når de påvirkes som skiver, end når de påvirkes som plader, se figur 2. Det er derfor fordelagtigt at udforme en bærende konstruktion, der skal afstive en bygning, på en sådan måde, at kræfterne i videst mulig udstrækning optages ved skivevirkning. Bygninger, hvis stabilitet er baseret på dette princip, betegnes *skivebygninger*.

Om begrebet »stabilitet«

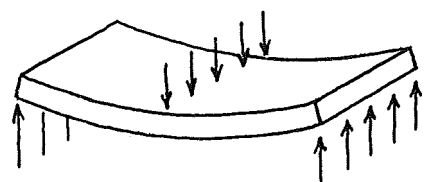
Man siger, at en bygning er stabil, når de enkelte bygningsdele 1) er i stabil ligevægt, og 2) kan holde til de kræfter, de er påvirket af.

En bygningsdel er i *stabil ligevægt*, når der kræves et positivt arbejde for at foretage en flytning af bygningsdelen. Hvis der ikke kræves noget positivt arbejde for at foretage en sådan flytning, siges bygningsdelen derimod at være *bevægelig*, se figur 3.

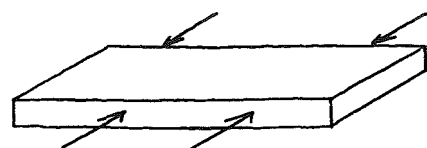
Når alle bygningsdele i en bærende konstruktion er i stabil ligevægt, er selve bygningen det også.



Plade eller skive ?

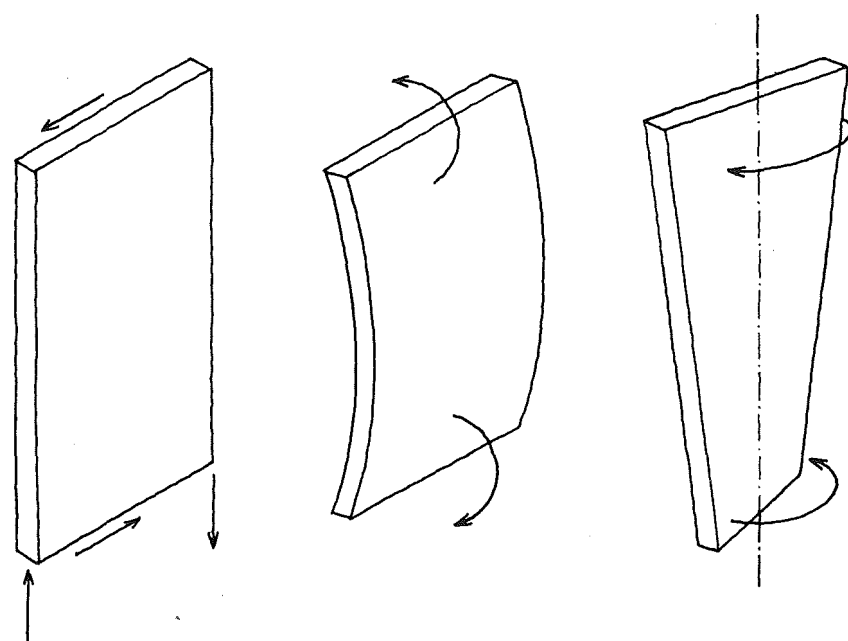


Plade I



Skive I

Figur 1. Det afhænger af belastningsretningen, og ikke af elementets udformning, om et »todimensionalt« element er en plade eller en skive.



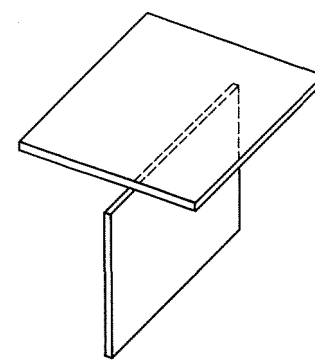
Skivevirkning

Pladevirkning (bøjning)

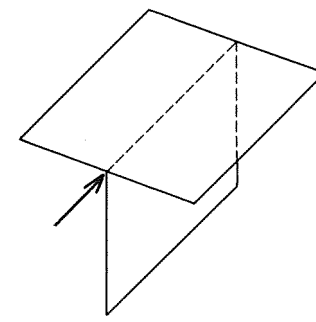
Pladevirkning (vridning)

Figur 2: De elementer, der indgår i en skivebygning, er meget stivere for påvirkninger i deres eget plan end for andre påvirkninger. Normalt er også bæreevnen størst for påvirkninger i elementernes eget plan. Bæreevnen i skiveplanet (skivevirkningen) ud-

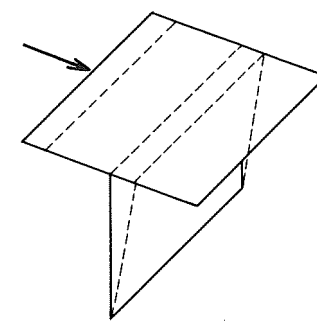
nyttes derfor til at sikre hele bygningens stabilitet, mens bæreevnen på tværs af skiveplanet (pladevirkningen) benyttes til at føre vindlast og nyttelast hen til de afstivende skiver.



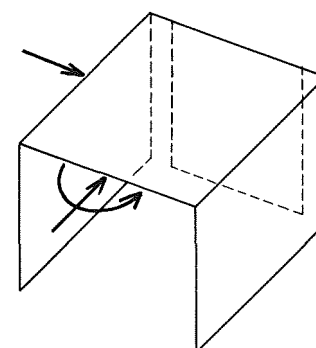
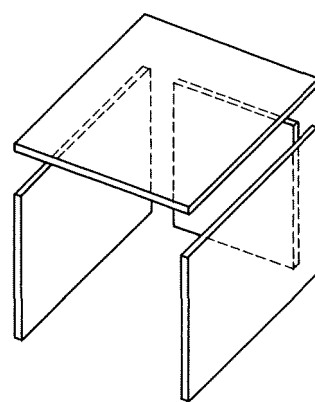
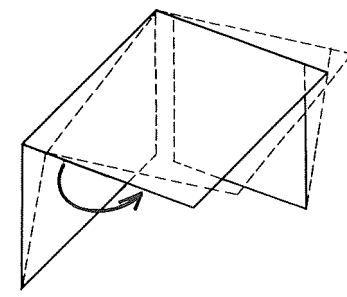
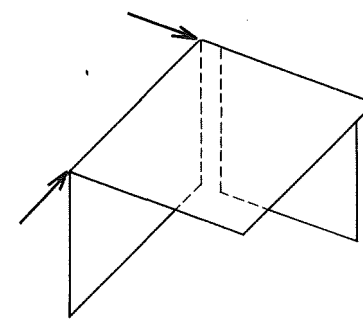
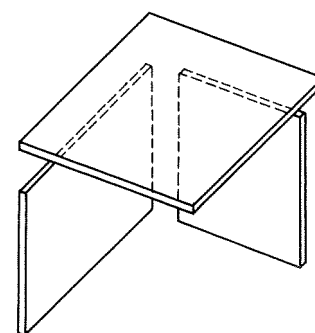
Hvis dækskiven har 1 fast støttelinie er den bevægelig



Hvis dækskiven har 2 faste støttelinier er den bevægelig



Hvis dækskiven har 3 faste støttelinier er den stabil

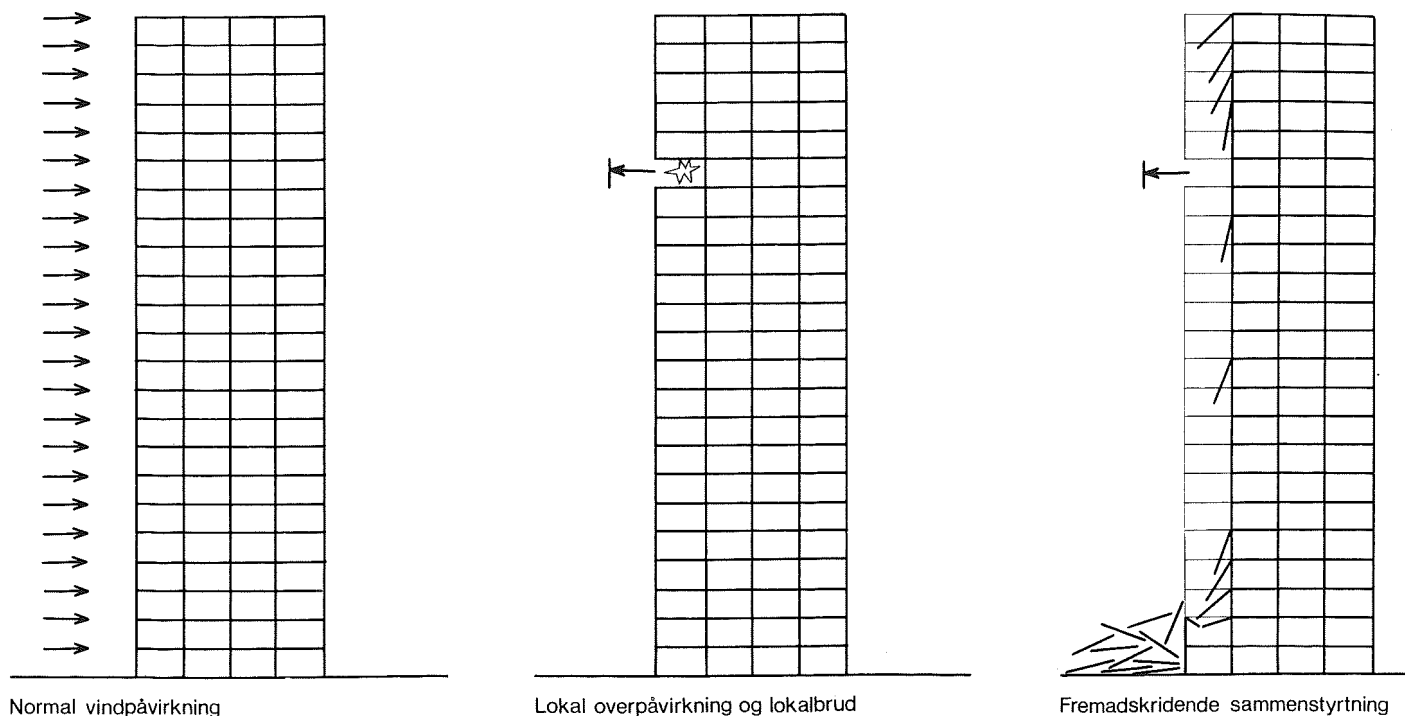


Figur 3. Tre forskellige skivekonstruktioner, bestående af ét dæk og én, to eller tre vægge. Konstruktionerne belastes i dækskivens plan.

I den øverste konstruktion skal belastningen føres ned til væggenes fod ved skivevirkning i væggen. Det kan kun lade sig gøre, hvis belastningens resultant ligger i vægskivens plan. Alle andre belastninger vil - uanset hvor små de er - forårsage bevægelse af konstruktionen. Konstruktionen er derfor bevægelig.

I den næste konstruktion er der to vægskiver, som kan føre belastningen ned. Dette er tilstrækkeligt, hvis belastningen kan opløses i komponenter, som ligger i disse to skivers plan. Alle andre belastninger vil - uanset hvor små de er - forårsage bevægelse af konstruktionen, som derfor er bevægelig.

I den nederste konstruktion er der tre vægskiver, som er således placeret, at et vilkårligt kraftsystem i dækskivens plan kan optages (forudsat at skiver og samlinger kan holde til påvirkningerne). Denne konstruktion er derfor i stabil ligevægt.



Figur 4. I de to anvisninger behandles skivebygningers stabilitet over for såvel de normale, ydre laster som over for de ekstra-

ordinære, lokale overpåvirkninger. For de lokale overpåvirkningers vedkommende gives vejledning til undgåelse af, at et op-

stået lokalbrud forplanter sig til større, tilgrænsende dele af konstruktionen.

Anvisningernes formål

Formålet med de to anvisninger er at give retningslinjer og eksempler, der kan være en hjælp for projekterende arkitekter og ingeniører ved vurdering af skivebygningers stabilitet, både når det gælder bygningernes tilsigtede brug, og når det gælder om at begrænse følgerne af lokalbrud, se figur 4.

Eftervisning af spændinger og stabilitet

Det skal eftervises, at den intakte bærende konstruktion er i stabil ligevægt, og at deformationer og materialespændinger i den ikke overstiger visse grænseværdier, når bygningerne udsættes for de normerede lodrette og vandrette lastpåvirkninger.

Hensigten med denne eftervisning er at sikre den intakte bygnings rette funktion under de tilsigtede brugsbetingelser, herunder bl.a. at sikre, at der ikke opstår brud i den bærende konstruktion.

Imidlertid kan det ske, at en bygning overgår til anden brug end den, den oprindeligt var bestemt for. Derved kan de bærende bygningsdele blive kraftigere påvirket end før. Hvis en af disse bygningsdele påvirkes ud over sin bæ-

reevne, opstår der brud i denne bygningsdel. Et sådant lokalbrud kan også opstå på grund af en voldsom hændelse som fx en gasekspllosion eller en påkørsel, eller som følge af fejl i projektet eller i udførelsen.

Den nye lastnorm [17] tager højde for disse forhold gennem indførelse af nedennævnte lastkombination 3.1 og 3.2, de ekstreme lastkombinationer. Bygningskonstruktioner skal undersøges for en af disse lastkombinationer, såfremt et eventuelt svigt med overvejende sandsynlighed vil resultere i omfattende personskader eller i stor materiel skade.

Lastkombination 3.1, Optræden af ulykkeslast, kan være interessant for bygninger, hvis bærende system er baseret på søjler. For skivekonstruktioner derimod vil *lastkombination 3.2, Bortfald af bærende konstruktionsdele*, som regel være den eneste realistiske. Lastkombination 3.2 benævnes i denne anvisning *Lokalbrud*.

Konstruktionprincipper

Efter sædvanlig praksis udformes langt de fleste bygninger således, at de lodrette lastpåvirkninger på den intakte bygning føres ned til jorden ved bjælkevirkning i dækkene og søjle-

virkning i væggene. Dette medfører som regel ikke større problemer. Konstruktionselementernes bæreevner er normalt velkendte, og samlingerne udføres ofte ved at stable elementer oven på hinanden, således at der i samlingerne kun skal overføres trykkræfter.

De vandrette påvirkninger: vindlast, masselast og evt jordskælvslast skal også føres til jorden. I skivebygninger foregår dette gennem de samme elementer, som fører den lodrette last ned. Men den vandrette last må nødvendigvis fremkalde forskydningskræfter i væggenes planer: man må udnytte væggenes skivevirkning. Ofte udnyttes også dækkenes skivevirkning. I denne situation påvirkes samlingerne til både tryk, træk og forskydning. Afhængigt af materiale og byggemetode kan dette medføre større eller mindre problemer.

Skivevirkning kan også udnyttes til optagelse af lodret last, idet man kan forskyde lodrette kræfters angrebslinjer og dermed eliminere den sædvanlige binding, at enhver bærende væg skal understøttes af enten en bærende væg eller en bjælke, som skal være placeret direkte under den pågældende væg. Dette princip byder på mange muligheder for en friere udformning af bygninger. Hidtil er det dog ikke udnyttet i

større omfang i forbindelse med intakte konstruktioner.

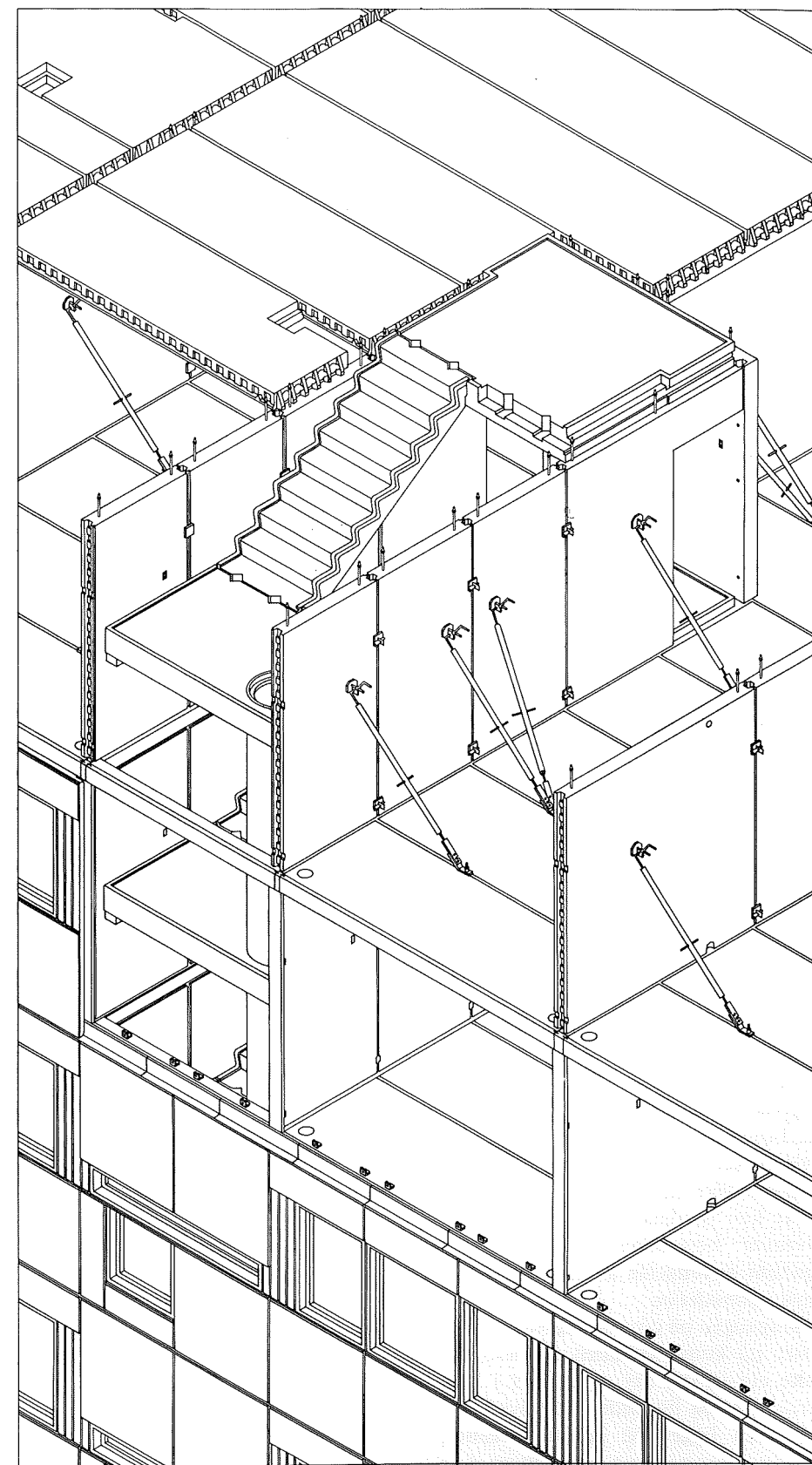
Virkningerne af et lokalbrud i en bygning kan i mange tilfælde begrænses ved at indbygge alternative muligheder for kræfternes nedførelse til jorden; muligheder som kan træde i funktion, hvis den direkte mulighed forsvinder. Her kan det oven for nævnte princip anvendes. Hvis en bærende væg i en etage af en skivebygning forsvinder, er der ofte gode muligheder for at føre de lodrette kræfter uden om brudstedet ved hjælp af skivevirkning i vægge og dæk. Denne nye virkemåde stiller naturligvis helt andre krav til elementerne, og især til samlingerne mellem elementerne, end den oprindelige virkemåde i den intakte bygning. Men kravene kan ofte opfyldes inden for rimelige økonomiske rammer.

Disse to anvisninger skulle gerne tjene til at fremme en skivetankegang, en bevidstgørelse om skivevirkningens allerede delvis udnyttede muligheder. Ved at tænke i skiver kan man vurdere en bygnings stabilitet, både i brugstilstanden og i en eventuel lokalbrudtilstand, helt fra bygningsplanlægningens allerførste faser.

Anvisningernes indhold

Anvisningen SS1-Konstruktionsprincipper viser gennem eksempler opbygningen af skivekonstruktioner i stabil ligevægt. Anvisningen beskriver endvidere, hvorledes snitkræfter og spændinger i simple skivekonstruktioner kan bestemmes ved hjælp af ligevægtsbetingelser og stringermodeller. Afslutningsvis redegøres for, i hvilken udstrækning krumme skiver kan anvendes til stabilisering af skivekonstruktioner på lige fod med plane skiver. SS1-Konstruktionsprincipper beskriver almenlydige principper og knytter sig ikke til noget bestemt byggemateriale eller nogen bestemt byggeteknologi.

I denne anvisning, SS2-Beregningsmetoder, sker der en afgrænsning af emneområdet. Dels beskriver anvisningen beregning af spændinger og snitkræfter i skivebygninger med ens etager. Dels anvises bæreevnen af nogle gængs anvendte betonelementer og disses samlinger. I figur 5 er vist et eksempel på en bygning, som består af sådanne komponenter. En resumerisk gennemgang af anvisningens indhold findes i Sammenfatning bagest i bogen.



Figur 5. Situation fra montage af skivebygning med enkeltspændte dæk, bærende tværvægge og lette, ikke-bærende facader. Såvel dæk som vægge er af præfabrikerede betonkomponenter. Vægelementerne er midlertidigt afstivede. Dækelementerne er udformet med et fortanget vederlag, der på én gang giver et sikkert vederlag og en rigelig udstøbningsbredde. Dækelementernes langsgående sider er forsynet med fordybninger, de såkaldte for-

skydningslåse. Også vægelementernes lodrette sider er forsynet med forskydningslåse. På dækket i den etage, hvor de ikke-bærende facadeelementer er ved at blive monteret, ses vinkelbeslag til befæstelse af disse elementer. Vindbelastningen på facaden overføres via disse vinkelbeslag til dækket og herfra via dækkets fortangete vederlag til de tværafstivende vægge.

Når man har sikret sig, at en foreslået konstruktion er i stabil ligevægt, består konstruktionsvurderingens næste skridt i at undersøge, om bygningen og dens enkelte dele kan holde til de påvirkninger, den skal regnes udsat for. Denne anvisning begrænser sig til at behandle direkte kraftpåvirkninger, mens fysiske og kemiske påvirkninger – herunder temperaturforskelle og svind – ligger uden for anvisningens emne.

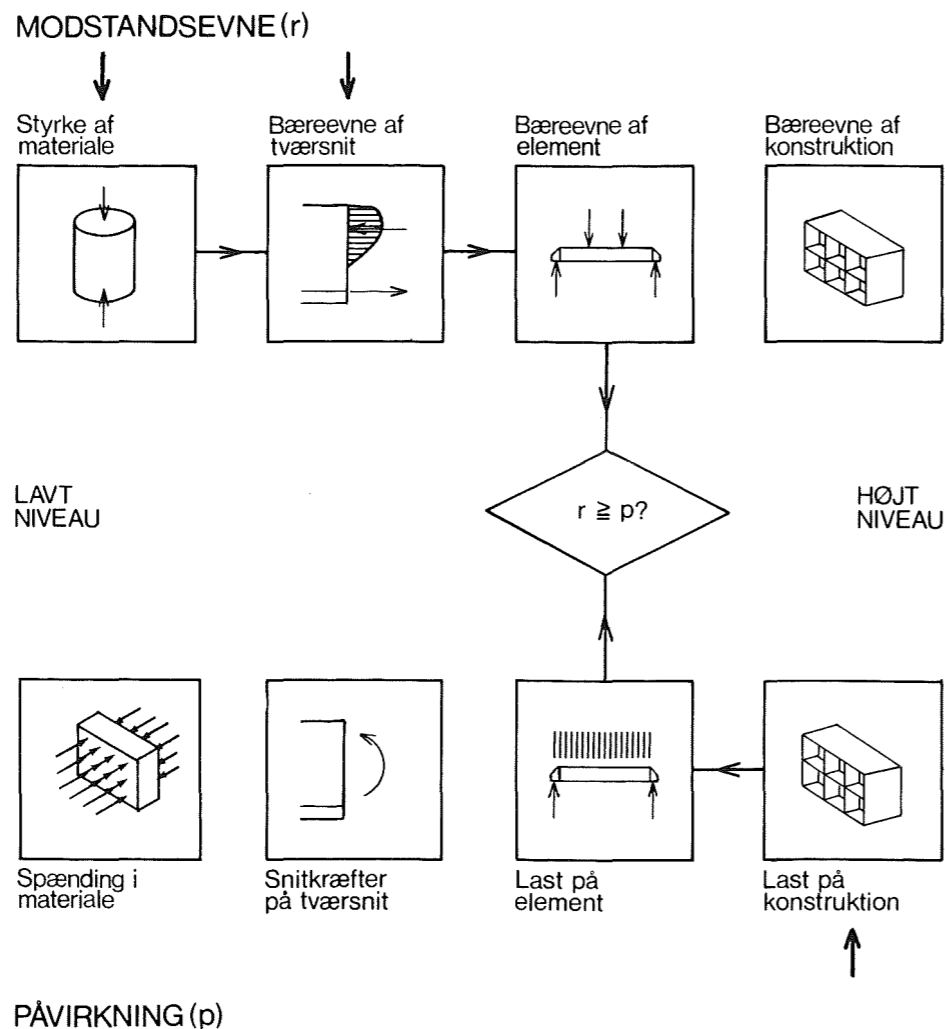
Undersøgelsen af, om bygningen kan modstå kraftpåvirkningerne, dokumenteres gennem de statiske beregninger, som indeholder dels beregninger af snitkræfter og spændinger, dels sammenligning med regningsmæssige bæreevner og styrker, som normalt er dokumenteret andetsteds.

Figur 6 viser, hvorledes en konstruktions *modstandsevne* og *påvirkning* hver for sig er defineret på en række forskellige niveauer. Når man skal sammenligne dem, må man derfor vælge et fælles *sammenligningsniveau*.

Indgangen til den viste sammenligningsmodel er på modstandsevnesiden en modstandsevne, der er målt ved en repræsentativ prøvning, eller som er angivet i en norm eller lignende. Denne modstandsevne er oftest et sæt materialestyrker eller en bæreevne af et tværsnit eller en samling. På grundlag heraf kan modstandsevnen på højere niveauer bestemmes ved beregning gennem anvendelse af forskellige *beregningsmodeller*.

Indgangen på påvirkningssiden er de laster på konstruktionen og dens enkelte elementer, der er angivet i lastforskrifter og lignende. De påvirkninger, som ligger på lavere niveauer, nemlig snitkræfter og spændinger, kan heraf bestemmes ved beregning gennem anvendelse af beregningsmodeller.

Princippet i de statiske beregninger er altså, at man bestemmer et sæt påvirkninger og modstandsevner på et passende sammenligningsniveau. Kriteriet for accept er da, at den regningsmæssige modstandsevne er større end eller lig med den regningsmæssige påvirkning.



Figur 6. Sammenligningsmodel for påvirkning og modstandsevne. Den statiske beregning starter med fastsættelse dels af lasten på konstruktionen, dels af styrken eller bæreevnen af materialer, tværsnit eller

samlinger. Ved hjælp af beregningsmodeller henføres påvirkninger og modstandsevner til det fælles niveau, hvor de ønskes sammenlignet.

I kapitlet *Beregningsmodeller og -metoder* beskrives, hvorledes man kommer fra det højeste niveau på påvirkningssiden, *last på konstruktion*, til de lavere niveauer, *snitkræfter* og *spændinger*.

I kapitlet *Bæreevne* beskrives, hvor-

ledes man når frem til modstandsevner på højere niveauer end materialestyrker, dels ved direkte *prøvning* af den pågældende modstandsevne, dels gennem *beregning* med eksperimentelt verificerede bæreevneformler.

Laster

De laster, som en given bygning skal regnes påvirket af, kan som regel udledes éntydigt af lastforskrifterne.

I den nye lastnorm [17] er indført begrebet *ulykkeslast* ud over de hidtil kendte lasttyper *egenlast* (hvilede belastning), *naturlast* (sne- og vindbelastning samt massekraft) samt *nyttelast* (øvrige bevægelig belastning). Ved ulykkeslast forstås last, der regnes påført konstruktionen som følge af uheld eller ulykker, og som ikke er indeholdt i de foreskrevne nytte- og naturlaster.

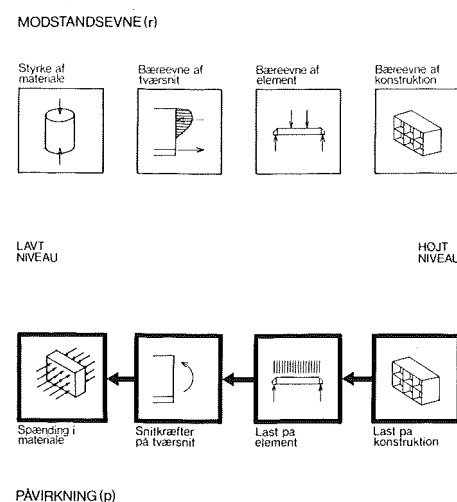
For konstruktioner, der skal regnes udsat for ulykkeslast, kan man ifølge normen vælge at udforme og dimensionere konstruktionen enten således, at de konstruktionsdele, der udsættes for ulykkeslast, kan modstå denne påvirkning, eller således, at bortfald af konstruktionsdele i et nærmere defineret omfang ikke medfører yderligere ødelæggelse af konstruktionen i form af fortsat sammenstyrtning eller væltning.

Normen omtaler tre typer af ulykkeslast, nemlig påkørselslast, eksplosionslast og nedstyrtninglast. Men kun for påkørselslastens og nedstyrtninglastens vedkommende er der givet konkrete værdier for de ækvivalente statiske påvirkninger.

Hertil kan man sige, at mens påkørselslast normalt kun er relevant for et meget begrænset antal af en bygnings vægge og søjler, kan eksplosionslast tænkes at påvirke næsten hvilken som helst af disse, og at de overtryk, man normalt taler om i forbindelse med fx gaseksplosioner, er meget store i sammenligning med sædvanlige vægges og dæks pladebæreevne. Det vil derfor i de fleste tilfælde være uforholdsmæssigt fordyrende at dimensionere en bygning således, at alle dens vægge og dæk kan modstå en passende stor eksplosionslast. I stedet vælger man som regel den anden mulighed, nemlig at udforme konstruktionen således, at den kan tåle et lokalbrud af passende størrelse på et vilkårligt sted.

Emnerne *ulykkeslast*, *lokalbrud* og *beregning af konstruktioner med lokalbrud* vil blive nærmere behandlet i en SBI-publikation, som er under udarbejdelse [2]. En kort vejledning i beregning af de almindeligst forekommende konstruktioner med lokalbrud er endvidere givet i et par afsnit (*Lokalbrud og Bæreevne af en lokalskadet væg*) i nærværende anvisning, SS2-Beregningsmetoder.

I dette kapitel beskrives, hvorledes man ved hjælp af beregningsmodeller og -metoder får omregnet de givne laster til snitkræfter eller spændinger på det niveau, hvorpå sammenligningen med kendte bæreevneparametre (komponentbæreevner, brudstyrker eller lignende) skal finde sted.



Figur 7. I kapitlet Beregningsmodeller og -metoder beskrives nogle beregningsmetoder, som egner sig til analyse (nedbrydning af påvirkninger til lavere niveau).

Beregningsmodeller

For at kunne foretage en omregning af de givne laster til påvirkninger på lavere niveauer må man normalt foretage en idealisering af konstruktionen. Endvidere må man gøre nogle antagelser om konstruktionens mekaniske virkemåde. Resultatet af denne idealisering og disse antagelser betegnes en *beregningsmodel af konstruktionen*.

Første skridt i idealiseringen består i, at der ses bort fra en række bygningsdele, hvis indflydelse på den primære konstruktions spændingsfordeling, stabilitet eller deformationer skønnes at være uvæsentlig. Det kan fx dreje sig om ikke-bærende vægge, lette facader og installationer.

Ved næste skridt modificeres den tilbageblevne konstruktion, idet man opfatter den som bestående af konstruktionselementer som plader, skiver, bjælker, søjler osv. samlet med hængsler, stive samlinger, fjedre osv og understøttet på faste eller bevægelige, simple understøtninger eller indspændt i fundamenterne. Denne model, som passende kunne benævnes *konstruktionsmodellen*, kan være rumlig eller plan. I figur 8-13 er vist en række eksempler på konstruktionsmodeller for skivebygninger og enkelte vægge.

Ved sidste skridt opstilles nogle forudsætninger og antagelser om de materialer og konstruktionselementer, som konstruktionsmodellen er opbygget af. Som illustrerende eksempler på forudsætninger, der kan indføres på dette trin, kan nævnes: plan tøjningsfordeling (»plane snit forbliver plane«), plan spændingstilstand, lineærelastisk materiale, forskydningsdeformationer kan negligeres, ensformig spændingsfordeling i et bestemt snit osv.

Ved opstillingen af en rimelig beregningsmodel skal der tages hensyn til to ofte modstridende krav:

1) Tilstrækkelig god overensstemmelse mellem den virkelige konstruktions virkemåde og beregningsmodellens virkemåde.

2) Tilpas simpel beregningsmodel, således at beregningen af de søgte størrelser kan foretages inden for en rimelig tid og for en rimelig omkostning.

I en konstruktionsvurderings indledende faser har man behov for en foreløbig og om nødvendigt stærkt tilnærmet beregning af konstruktionens spændingsfordeling. Hvis tilnærmelserne er på den sikre side, og de fundne spændinger er acceptable, er behovet for yderligere analyser naturligvis begrænset. Kun i tilfælde, hvor en sådan foreløbig beregning ikke umiddelbart viser, at konstruktionen har tilstrækkelig sikkerhed, bliver det i de efterfølgende faser nødvendigt at tage nøjagtigere beregningsmodeller og -metoder i anvendelse.

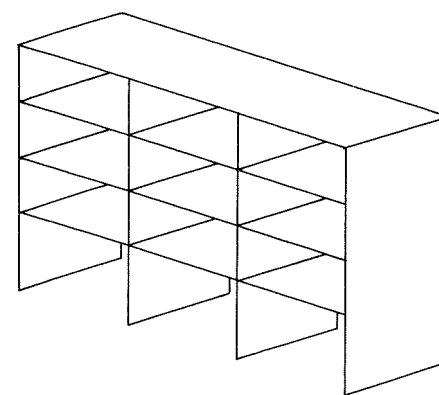
Elastiske og plastiske beregningsmetoder

I afsnittene *Manuel beregning af væg-systemer*, *Forskydningslagmetoden* og *Elementmetoden* er angivet forskellige beregningsmodeller og -metoder spændende fra simple beregninger, som rimeligt vil kunne gennemføres manuelt, til beregninger af så omfattende natur, at edb-behandling er eneste overkommelige udvej.

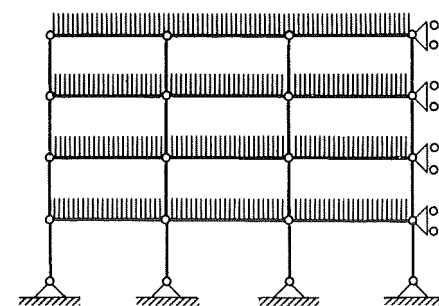
Et fælles træk for disse beregningsmetoder er, at de bygger på en mere eller mindre tilnærmet anvendelse af elasticitetsteorien. Det betyder i praksis, at konstruktionens bæreevne regnes fuldt udnyttet, når spændingerne blot ét sted har nået materialets brudspænding.

Principielt kan man også forestille sig, at metoder baseret på plasticitetsteorien kan anvendes. Som omtalt i *SSI-Konstruktionsprincipper* bør en sådan fremgangsmåde dog kun benyttes, dersom den benyttede statisk tilladelige spændingsfordeling kan verificeres ved forsøg, eller dersom der virkelig er tale om et flydebrud. Flydebruddet kræver, at deformationsevnen i flydeleddene er tilstrækkelig stor til, at den benyttede spændingsfordeling kan opstå i konstruktionen.

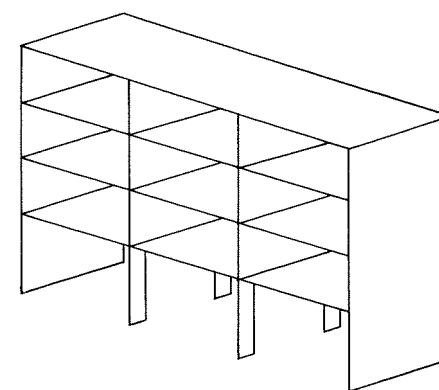
For vægskiver, opbygget af uarmerede vægelementer og hovedsageligt påvirkede til tryk, er det betonens trykstyrke, der er afgørende for skivens bæreevne. Da uarmert beton ikke har nogen flydeevne af betydning, ligger der ikke nogen større bæreevnereserve



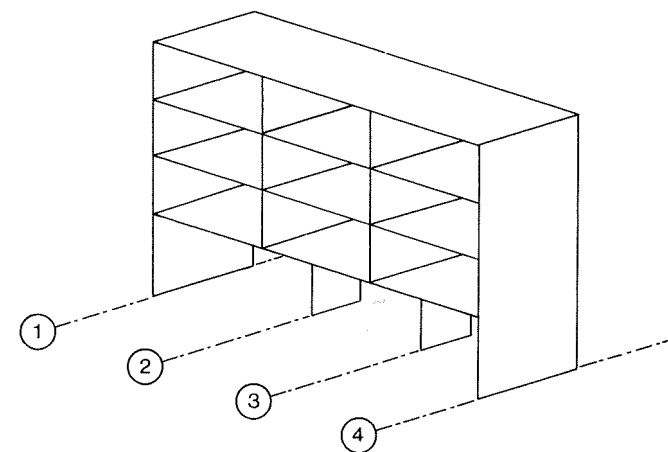
Figur 8. Konstruktionsmodel for traditionel elementbygning. Længdeafstivning er ikke vist.



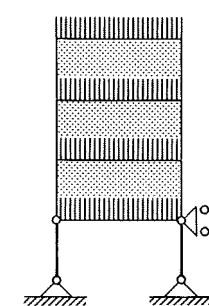
Figur 9. Konstruktionsmodel for lodret last på traditionel elementbygning. Simpelt understøttede plader og simpelt understøttede, brede søjler.



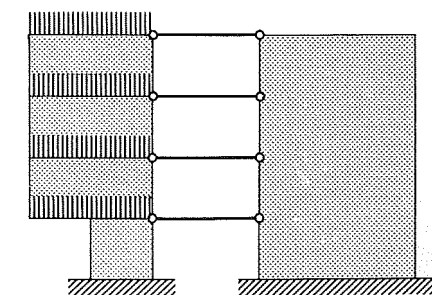
Figur 10. Konstruktionsmodel for bygning med åben underetage. Længdeafstivning er ikke vist. For lodret last er dækkene stadig simpelt understøttede plader, men de mellemste tværvægge må betragtes som skiver, der fører lasten ud til søjlerne i stueetagen. For vandret last bør alle vægge og dæk betragtes som skiver.



Figur 12. Konstruktionsmodel for bygning med delvis åben underetage. Længdeafstivning er ikke vist. For lodret last kan dækkene i første fase betragtes som simpelt understøttede plader, der fører lasten ud til væggene. Dernæst skal de excentrisk understøttede tværvægge i linie 2 og 3 holdes på plads af vandrette kræfter fra dækkene. Derfor må i anden fase alle vægge og dæk betragtes som skiver. Også for vandret last må vægge og dæk betragtes som skiver. De ydre kræfter på denne skivekonstruktionsmodel angriber alle i væggenes eller eventuelt dækkenes planer.



Figur 11. Konstruktionsmodel for tværvæg med lodret last i konstruktionen i figur 10.



Figur 13. Konstruktionsmodel for tværvæggen i linie 2 i figur 12. Lodret last.

gemt i muligheden for spændingsomlejring. Det vil derfor normalt være rigtigst at bestemme spændingsfordelingerne i uarmerede vægskiver ved hjælp af elasticitetsteoretiske metoder.

For armerede betonkonstruktioners vedkommende er det derimod ofte armeringens flydespænding, der bestemmer bæreevnen. Dette gælder især for bjælker og plader, men til en vis grad også for skiver med bjælkefunktion, som fx udkragede vægskiver, søjleun-

derstøttede vægskiver samt dækskiver, der fordeler vandret last. Ved dimensionering af sådanne skiver vil det ofte være fordelagtigt at anvende plasticitetsteoretiske metoder, idet man da kan opnå et udførelsmæssigt rimeligt armeringsarrangement og et lavt forbrug af armeringsstål. Plasticitetsteoretisk dimensionering indeholder dog færre valgmuligheder for armerede skiver end for bjælker og plader, og man bør derfor altid sikre sig, at de be-

nyttede spændingsfordelinger er eksperimentelt verificerede.

For vægge med lodrette dørrækker foreligger der muligheder for at udnytte de armerede dørbjælkers flydeevne. Dette kan specielt komme på tale i forbindelse med jordskælvspåvirkning og lokalbrud.

Plasticitetsteoretiske beregningsmetoder for armerede skiver behandles i øvrigt ikke her; der henvises i stedet til [4], (kapitel 6.3) og til [5].

Manuel beregning af vægssystemer

Det første skridt ved den statiske beregning af en bærende konstruktion består normalt i, at der foretages en grov manuel beregning med henblik på at vurdere, om konstruktionen overhovedet er realistisk, hvor de kritiske punkter er, og hvor fin en beregningsmodel der skal lægges til grund for den endelige beregning.

I dette afsnit beskrives først, hvordan en grov manuel beregning i princippet kan opstilles. Dernæst omtales forskellige modifikationer af beregningen. Disse modifikationer kan enten fremkomme ved, at man ændrer på konstruktionsmodellen af den givne konstruktion, eller ved, at man ændrer på de antagelser, der i øvrigt ligger til grund for beregningen, dvs ændrer på selve beregningsmetoden.

Konstruktionsmodeller

Normalt startes enhver statisk beregning med, at man opstiller en basiskonstruktionsmodel af bygningen, bestående af alle de konstruktionselementer som man med rimelighed mener at kunne tage i regning ved den endelige beregning. Hvis denne basismodel ikke er meget simpel, vil man ofte simplificere den til brug for den grove beregning, da der ikke er megen mening i at anvende en grov beregningsmetode på en fin konstruktionsmodel.

Basiskonstruktionsmodellen for en skivebygning, og de heraf afledede, simple konstruktionsmodeller benævnes i det følgende i flæng vægssystemer. Et vægssystem består af et antal lodrette vægge, som er indspændte i bunden og indbyrdes forbundne, i det mindste via dækskiverne.

Beregningsmetoden i sin simpleste form

Ved en manuel beregning opfattes vægssystemet som et antal lodrette bjælker (vægprofiler, herunder specielt plane vægge), der er indspændte forinden (fx i kælderdekkeets niveau), og sammenkoblede af vandrette dækskiver, som antages at være helt stive mht vandrette deformationer.

Ved den helt grove beregning antager man, at huset ikke vrider sig, dvs, at dækkene ikke drejer sig om lodrette akser, samt at vægprofilernes udbøjningsretning er identisk med den vandrette lasts angrebsretning. Endvidere antages det, at væggenes udbøjning

kun skyldes momentbidrag, således at bidrag fra forskydningskræfter kan negligeres.

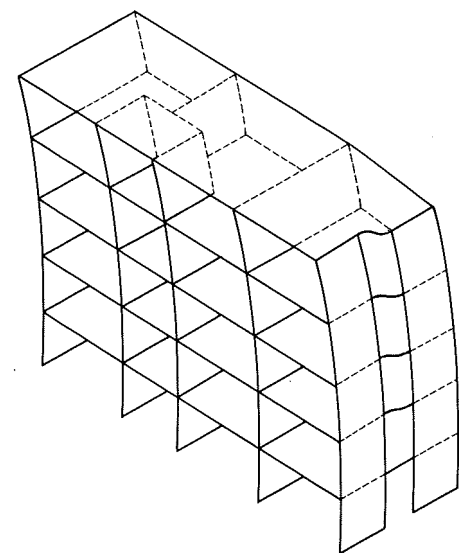
Disse antagelser medfører, at den samlede vandrette last på bygningen fordeles på de enkelte vægprofiler proportionalt med deres stivheder, dvs med deres inertimomenter om akser vinkelret på lastens angrebsretning, se figur 14.

Når den vandrette last således er fordelt, kan normal- og forskydnings-spændingerne fra vandret last findes ved anvendelse af den tekniske bjælke-teori på vægprofilerne. Figur 15 viser et vandret udsnit af et vægprofil, der er udsat for vandret last i z-aksens negative retning alene og bundet til bøjning om y-aksen, som forudsættes at være en tyngdepunktsakse. Normal-spændingerne i et vandret snit kan beregnes af Naviers formel:

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} \cdot z$$

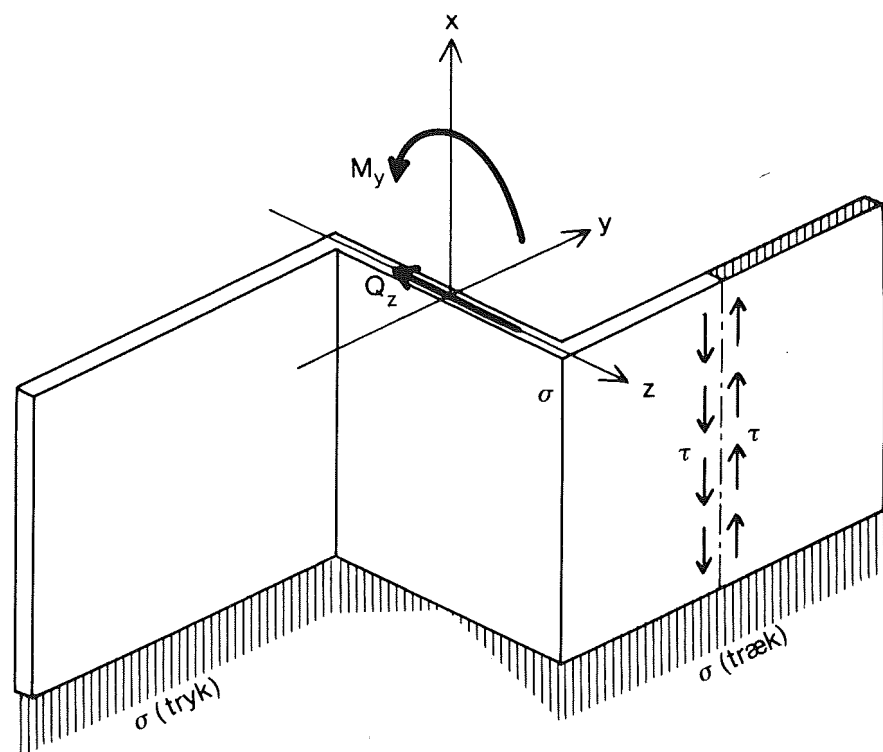
Forskydnings-spændingerne i et vandret og i et lodret snit omkring et givet punkt kan beregnes af Grashofs formel:

$$\tau = \frac{Q_z \cdot S_{1y}}{I_y \cdot t}$$



Figur 14. Det antages, at alle vægge får samme krumning, hvilket kun opnås, når bygningens samlede vandrette last er fordelt på de enkelte vægprofiler proportionalt med deres bøjningsstivheder.

I disse udtryk er I_y hele tværsnittets inertimoment om y-aksen, S_{1y} er det statiske moment om y-aksen af den skraverede del af tværsnittet, og t er vægtykkelsen. De øvrige benævnelser fremgår af figuren.



Figur 15. Udsnit af et vægprofil, udsat for vandret last i z-aksens negative retning og bundet til bøjning om y-aksen. Denne last medfører snitkræfter M_y og Q_z i alle vandrette snit. Snitkræfterne medfører normal-

spændinger σ og forskydnings-spændinger τ i næsten alle snit. Størst interesse har spændingerne i vandrette og lodrette snit. De kan bestemmes ved hjælp af Naviers og Grashofs formler.

Til de således bestemte spændinger fra den vandrette last skal adderes spændingerne fra den lodrette last. Her gøres ofte den antagelse, at den samlede lodrette last, hvormed et dæk påvirker et vægprofil, omfordeles ned gennem etagen, således at normal-spændingerne i et vandret snit lige over næste dæk er ensformigt fordelte, se figur 16. Der ses som regel bort fra, at den lodrette lasts resultant ikke altid går gennem vægprofillets tyngdepunkt, altså at den lodrette last i mange tilfælde virker excentrisk.

Modifikationer

En beregning efter disse retningslinier kan naturligvis indeholde betydelige fejl. Beregningsmetoden tager som nævnt hverken hensyn til vridning, skæv bøjning, forskydningsdeformationer eller dækkenes deformationer, og den tager heller ikke hensyn til virkningerne af dør- og vinduesåbninger, samlingers (fugers) eftergivlighed, krybning mv. Hertil kommer, at den benyttede konstruktionsmodel som nævnt ofte er en simplificering i forhold til basismodellen.

I visse tilfælde vil fejlen eller usikkerheden på resultaterne derfor være uacceptabelt stor. Man kan da foretage visse forbedringer eller modifikationer. I det følgende vises først, hvorledes man gennem betragtning af grænsetilfælde kan indkredse nogle af usikkerhederne. Derefter vises, hvorledes man på simpel måde i nogen grad kan tage hensyn til excentrisk virkende lodret last, til vridning, til dækkenes stivhed og til forskydningsdeformationer i væggene. Endelig er i eksempel 2 illustreret anvendelsen og konsekvenserne af nogle af disse modifikationer.

Grænsetilfælde

Ofte vil det være vanskeligt umiddelbart at overskue, om det foretagne valg af konstruktionsmodel og beregningsantagelser giver resultater, som er på den sikre side i forhold til en mere korrekt beregning. Man kan da foretage gennemregning af flere forskellige konstruktionsmodeller af den samme bygning med henblik på at belyse virkningerne af ovennævnte mangler gennem betragtning af nogle grænsetilfælde. I det følgende er anført et par ofte

forekommende eksempler på overvejelser, der kan indgå i valgene af sådanne grænsetilfælde.

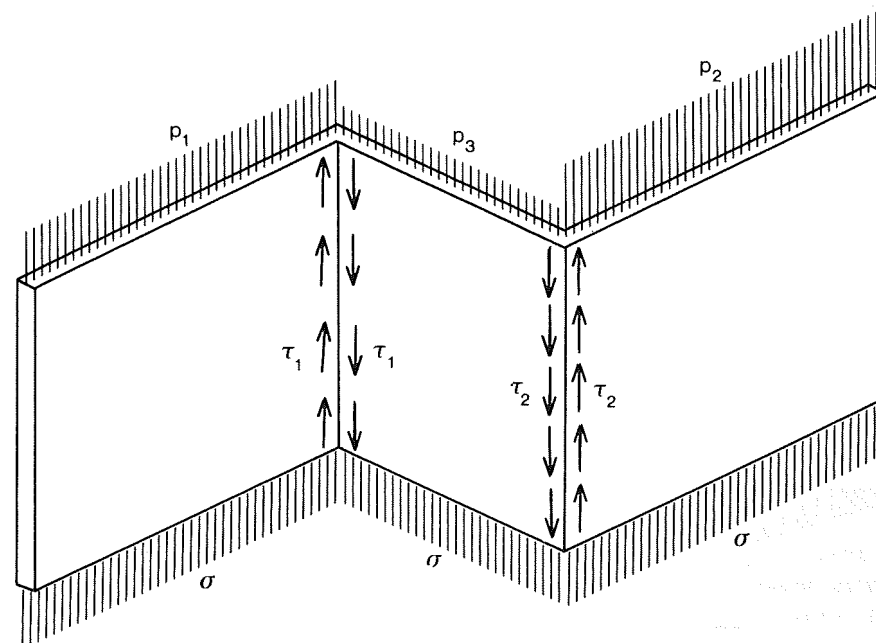
En væg, der er forsynet med én eller flere dørækker, vil have en mindre stivhed over for bøjning end en tilsvarende, ubrudt væg. Svækkelsen afhænger på ikke helt simpel måde af bl.a. dørbjælkernes dimensioner. Den ubrudte væg kan betragtes som det ene grænsetilfælde. Som et andet grænsetilfælde kan væggen antages at bestå af to vægge, som påtvinges samme udbøjning, se figurerne 17 og 18. Ved behandling af et vægssystem bør man være opmærksom på, at et relevant grænsetilfælde kan være en model, hvor dørbjælkerne i nogle vægge regnes helt stive, mens bjælkerne i andre vægge regnes helt slappe.

Konstruktionsmodellen vil ofte afhænge af lastens retning. I et tværvægshus vil man eksempelvis ofte se bort fra eventuelle længdevægges flangevirkning, når vind på facaden betragtes, mens man over for vind på gavlen ofte vil medtage en del af tværvæggene som flanger på længdevæggene.

Netop i sådanne tilfælde kan der opstå problemer omkring fordelingen af den lodrette last. Ofte er det kun væggene i den ene retning, som direkte belastes af dæklast, mens væggene i den anden retning kun belastes af væggenes egenlast. På grund af sammenstøbningen af tvær- og længdevægge vil de ikke direkte belastede vægge dog også deltage i optagelsen af den lodrette dæklast, men på grund af montagetakten, svind i vægfugerne og krybning i elementerne vil de måske ikke få lige så store spændinger som de direkte belastede. Grænsemodellerne kunne her være på den ene side fuld omfordeling af den lodrette last, lodret last fordeles ensformigt på længde- og tværvægge, og på den anden side slet ingen omfordeling (kun de direkte belastede vægge får spændinger fra dæklasten). En korrekt fordeling er det næppe muligt at bestemme.

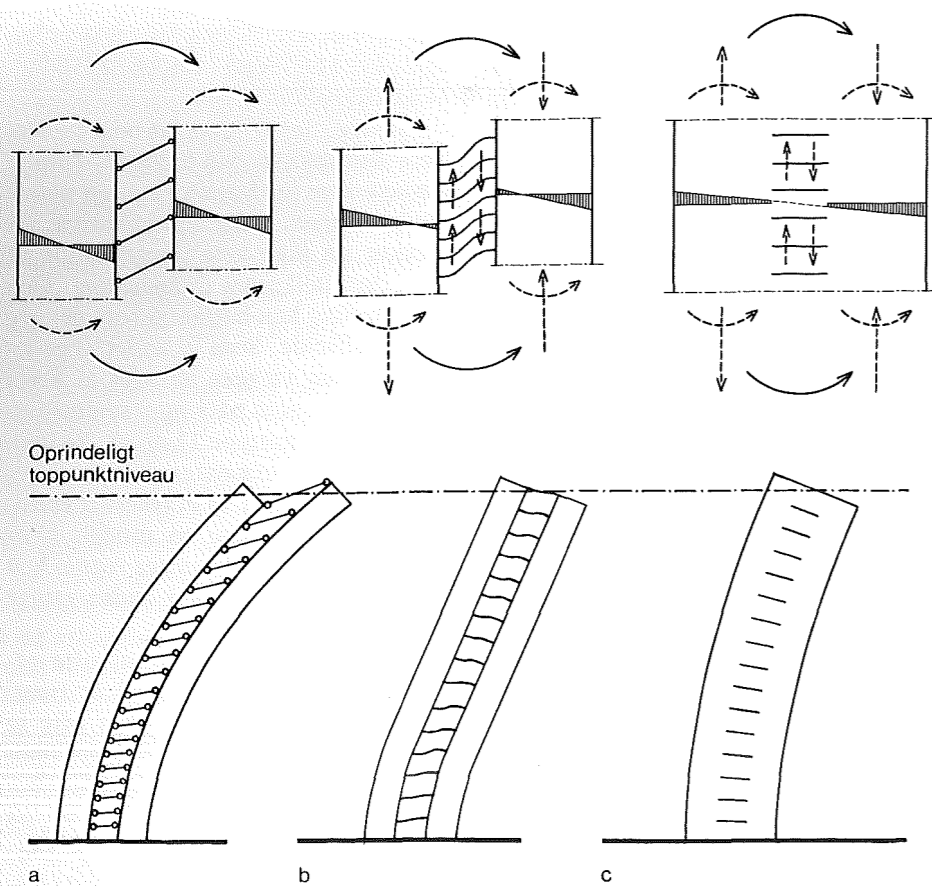
Excentrisk virkende lodret last

Hvis resultanten af den lodrette last på et vægprofil ikke virker i profilet tyngdepunktslinie, ville der optræde momenter i - og dermed udbøjninger af - profilet for lodret last alene, dersom profilet ikke var fastholdt af dækkene. Den lodrette last er tilnærmelsesvis ensformigt fordelt over væggenes højde, hvilket medfører en trekantformet momentkurve svarende til en

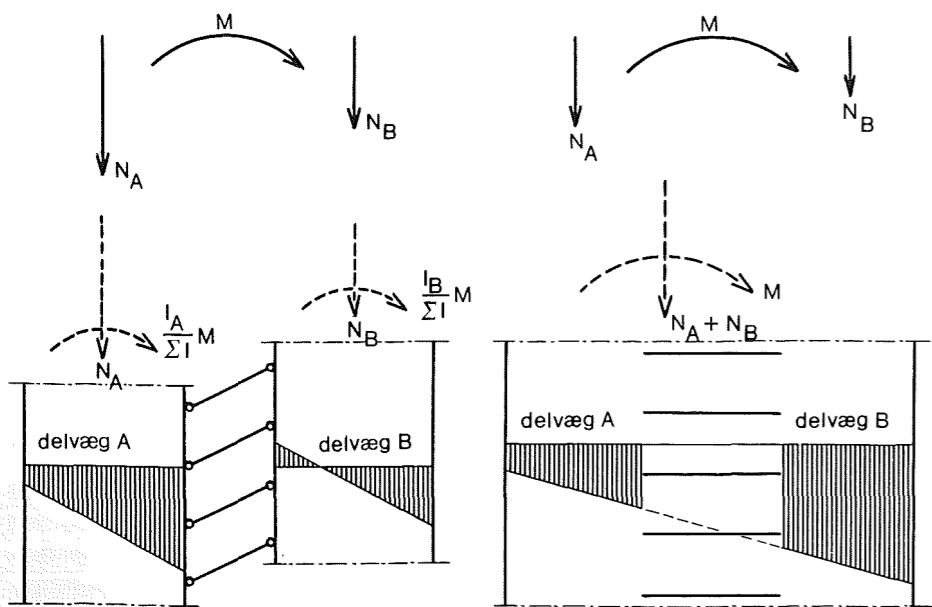


Figur 16. Ensformigt fordelte normalspændinger i et vægprofil med uensformigt fordelt last forudsætter forskydnings-spændinger i samlingerne. Disses størrelser kan bestemmes ved hjælp af en simpel ligevægtsbetragtning.

ger i samlingerne. Disses størrelser kan bestemmes ved hjælp af en simpel ligevægtsbetragtning.



Figur 17. Forskydningsvæg udsat for ren bøjning. Der er vist tre forskellige modeller for forskydningsvæggen:
 a: med helt slappe dørbjælker
 b: med elastisk forskydningslag (forskydningslagmetodens model)
 c: med helt stive dørbjælker.
 På vægudsnittene øverst er væggenes samlede snitmoment vist med fuldt optrukne pile, mens snitkræfterne i delvægge og dørbjælker er vist med punkterede pile. Antagelsen om helt forskydnings-slappe dørbjælker medfører, at hele det ydre moment optages som momenter i delvæggene, mens antagelserne om helt eller delvis forskydningsstive dørbjælker medfører, at en - ofte overvejende - del af momentet optages som normalkræfter i delvæggene.



Figur 18. Forskydningsvæg i grænsetilfældene helt slappe og helt stive dørbjælker, udsat for kombineret normalkraft og moment. De fuldt optrukne pile viser de kræfter, som belaster væggen, mens de punkterede pile viser de resulterende snitkræfter på delvæggene (venstre model), hhv væggen (højre model). Spændingerne kan beregnes efter Naviers formel.

vandret enkeltkraft i toppen, jf figur 19. Da nu dækkene kobler vægprofilerne sammen, sker der - hovedsageligt gennem øverste dæk - en omfordeling af excentricitetsmomenterne, således at summen af excentricitetsmomenterne om en passende fælles akse kan antages at fordele sig på de enkelte vægprofiler proportionalt med deres inertimomenter om akser i samme retning.

Forskydningsspændingerne kan antages at være ensformigt fordelte over alle lodrette snit, og de kan findes, efter at de endelige normalspændinger er fundet, ved at betragte de nødvendige kraftomlejninger i en enkelt etage, jf figur 20.

Vridning

For meget usymmetriske bygninger eller for bygninger med usymmetrisk virkende vandret last kan antagelsen om, at bygningen ikke vrider sig, give anledning til væsentlige fejl. Hensyntagen til vridningens indflydelse i et vægssystem bestående af profiler er en ret kompliceret sag, som de fleste vel vil vige tilbage for at gennemføre ved en manuel beregning.

Her skal derfor kun beskrives en forenklet metode til fordeling af vandret last (og excentricitetsmomenter for lodret last) under hensyntagen til vridning. Metoden bygger på antagelser om, at de enkelte profiler er vridnings-slappe, og at deres hovedinertiakser er parallelle med vægsystemets hovedretninger.

På figur 21 er vist et vægssystem, bestående af n profiler. Der indlægges et $x'y'$ -koordinatsystem, og profilerne nummereres, hvorefter koordinaterne til profilernes tyngdepunkter, samt profilernes inertimomenter om tyngdepunktsakser parallelle med x' - og y' -akserne bestemmes. For den i 'te væg benævnes disse størrelser: x'_i , y'_i , I_{ix} og I_{iy} .

Vægssystemets stivheder i de to hovedretninger bestemmes:

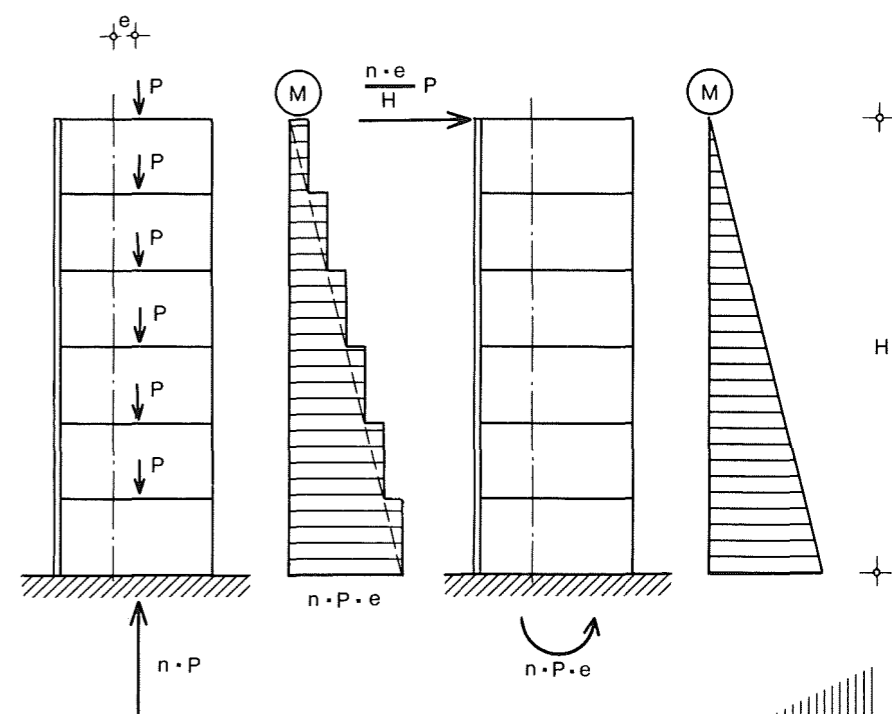
$$I_x = \sum I_{ix} ; I_y = \sum I_{iy},$$

hvorefter koordinaterne til vægsystemets forskydningscentrum F bestemmes:

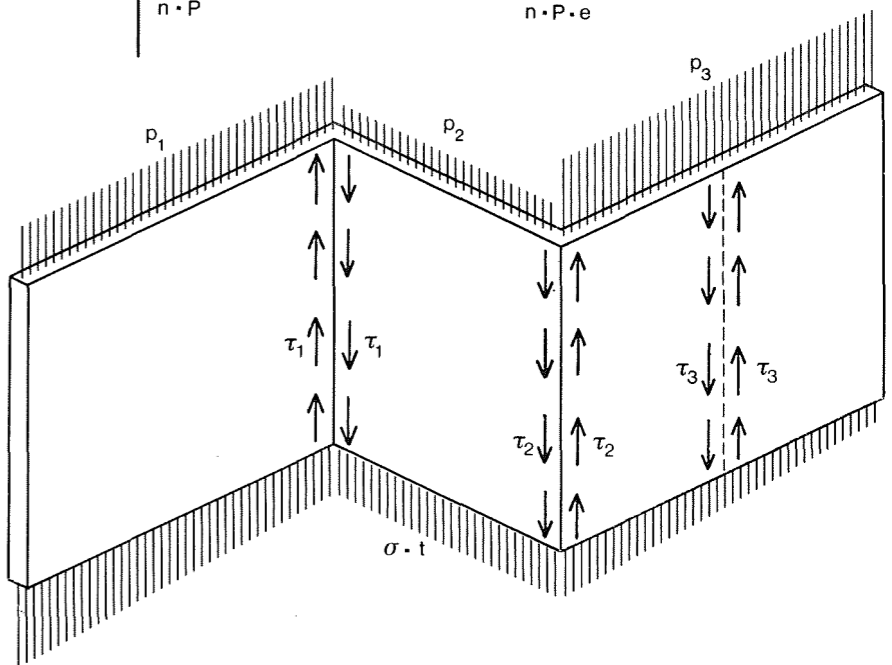
$$x'_F = \frac{\sum I_{ix} x'_i}{I_x}$$

$$y'_F = \frac{\sum I_{iy} y'_i}{I_y}$$

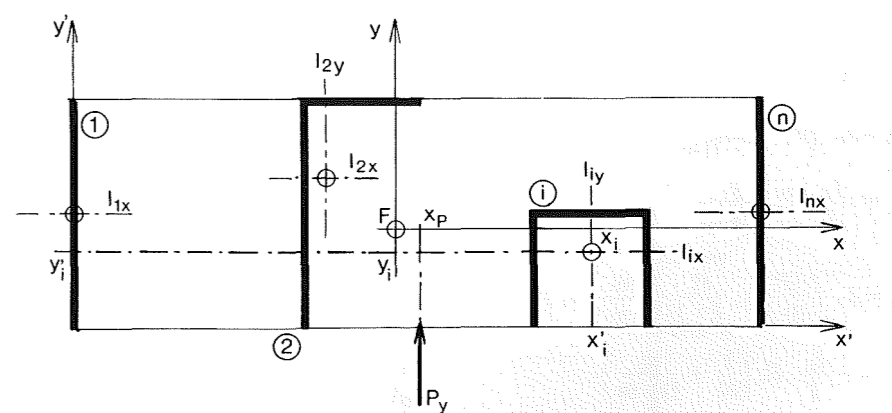
Figur 19. Momentkurven - og dermed udbøjningslinien - for excentrisk virkende lodret last svarer til momentkurven, henholdsvis udbøjningslinien, for vandret enkeltkraft i top.



Figur 20. Forskydningsspændingerne fra lodret last forudsættes at være ensformigt fordelt over alle lodrette snit. Hvis man betragter én etage med dens last og reaktioner (normalspændinger), kan forskydnings-spændingerne i et lodret snit findes ved opstilling af ligevægtsbetingelsen (projektion på lodret = 0) for profildelen på den ene side af snittet.



Figur 21. Vægssystem, som udsættes for vridning. Oversigt over symboler mv.



Nu indlægges et xy -koordinatsystem, parallelt med $x'y'$ -systemet, men med begyndelsespunkt i F , hvorefter vægssystemets vridningsstivhed bestemmes efter formelen:

$$V = \sum I_{ix} x_i^2 + \sum I_{iy} y_i^2$$

Resultanten af den vandrette last opløses i komponenterne P_y og P_x , hvis

angrebslinier ligger i afstandene x_p , hhv y_p , fra F . Dette medfører, at vridningsmomentet, regnet positivt mod uret, bliver:

$$M_v = P_y x_p - P_x y_p$$

Herefter kan den vandrette last på hvert vægprofil bestemmes ved komponenterne i x - og y -retningerne:

$$P_{ix} = I_{iy} \left(\frac{P_x}{I_y} - \frac{M_v}{V} y_i \right)$$

$$P_{iy} = I_{ix} \left(\frac{P_y}{I_x} + \frac{M_v}{V} x_i \right)$$

Det ses, at den tidligere beskrevne fordeling proportionalt med vægprofilernes inertimomenter fremgår af disse formler for $M_v = 0$.

Eksempel 1:
Lastfordeling i usymmetrisk vægssystem

På figur 22 er vist et vægssystem, der består af fem plane vægskiver og et antal dækkiver. Vægssystemet belastes af en jævnt fordelt, vandret last med intensiteten p_v og resultanten $P_v = p_v \cdot 30 \text{ m}$.

Profilerne nummereres som vist, og $x'y'$ -koordinatsystemet indlægges med nulpunkt i nederste venstre hjørne. Inertimomentet for en 5 m lang væg vælges som reference og benævnes I . De aktuelle inertimomenter og tyngdepunktskoordinater bliver da:

$$\begin{array}{llll} I_{1x} = 8 I & I_{1y} = 0 & x'_1 = 0 & y'_1 = 5 \text{ m} \\ I_{2x} = I & I_{2y} = 0 & x'_2 = 20 \text{ m} & y'_2 = 7,5 \text{ m} \\ I_{3x} = I & I_{3y} = 0 & x'_3 = 30 \text{ m} & y'_3 = 7,5 \text{ m} \\ I_{4x} = 0 & I_{4y} = 8 I & x'_4 = 15 \text{ m} & y'_4 = 0 \\ I_{5x} = 0 & I_{5y} = I & x'_5 = 12,5 \text{ m} & y'_5 = 10 \text{ m} \\ I_x = 10 I & I_y = 9 I & & \end{array}$$

Forskydningscentrets beliggenhed bestemmes ved:

$$x'_F = \frac{20 \text{ m} \cdot I + 30 \text{ m} \cdot I}{10 I} = 5,0 \text{ m}$$

$$y'_F = \frac{10 \text{ m} \cdot I}{9 I} = 1,1 \text{ m}$$

Herefter indlægges xy -koordinatsystemet, og vægssystemets vridningsstivhed bestemmes:

$$V = 8 I \cdot 5,0^2 + I \cdot 15,0^2 + I \cdot 25,0^2 + 8 I \cdot 1,1^2 + I \cdot 8,9^2 = I \cdot 1140 \text{ m}^2$$

Lastens moment om F er:

$$M_v = -P_v \cdot 10 \text{ m},$$

hvorefter lastfordelingen kan bestemmes efter formlerne:

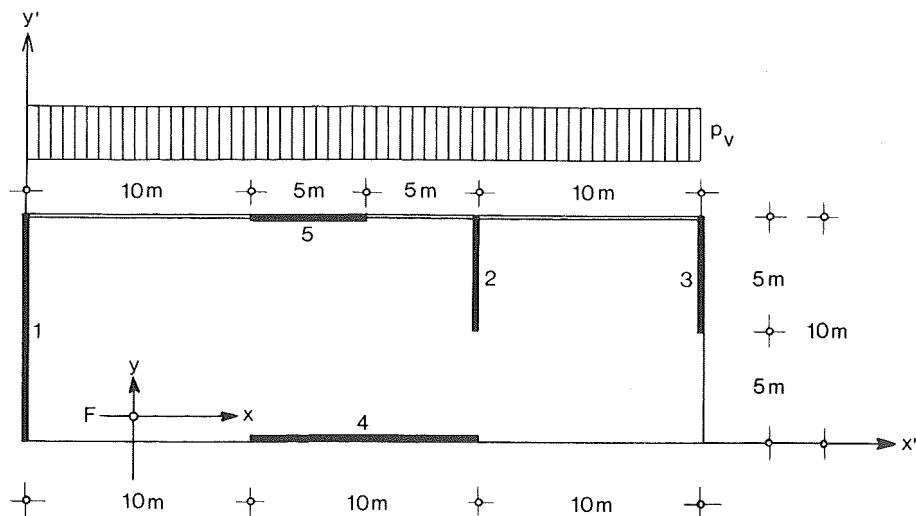
$$P_{ix} = I_{iy} \left(0 + \frac{P_v \cdot 10 \text{ m}}{I \cdot 1140 \text{ m}^2} y_i \right) = \frac{I_{iy}}{I} P_v \frac{y_i}{114 \text{ m}}$$

$$P_{iy} = I_{ix} \left(\frac{-P_v}{10 I} - \frac{P_v \cdot 10 \text{ m}}{I \cdot 1140 \text{ m}^2} x_i \right) = -\frac{I_{ix}}{I} P_v \left(\frac{1}{10} + \frac{x_i}{114 \text{ m}} \right)$$

hvilket medfører:

$$\begin{array}{l} P_{1y} = -0,45 P_v \\ P_{2y} = -0,23 P_v \\ P_{3y} = -0,32 P_v \\ P_{4x} = -0,08 P_v \\ P_{5x} = +0,08 P_v \end{array}$$

idet kræfterne regnes positive i koordinataksernes positive retninger.



Figur 22. Simpelt vægssystem, bestående af plane vægge. Da stivheden af en væg regnes proportional med bredden i tredje potens, er væggene 1 og 4 otte gange så stive som de tre øvrige vægge. Forskydningscentret F ligger derfor ret nær skæringspunktet for disse to vægge.

Dækkenes stivhed

Forudsætningen om, at dækkene er helt stive, er kun rimelig ved høje bygninger, hvor væggene er relativt slappe i forhold til dækkene.

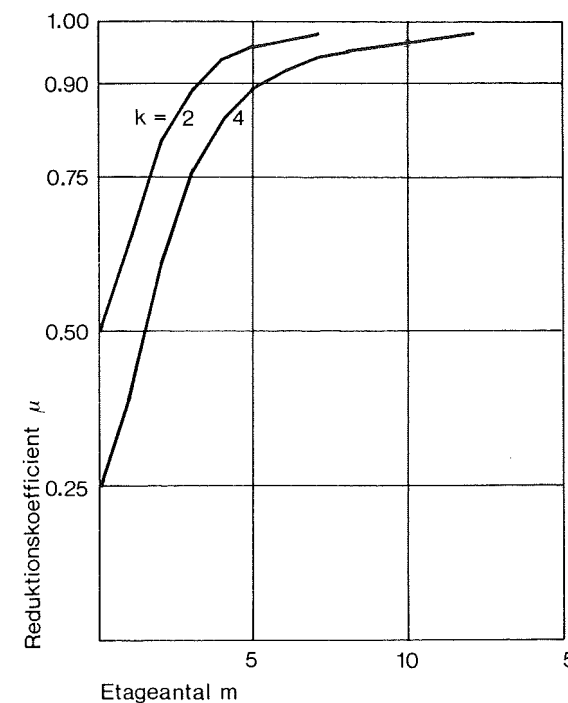
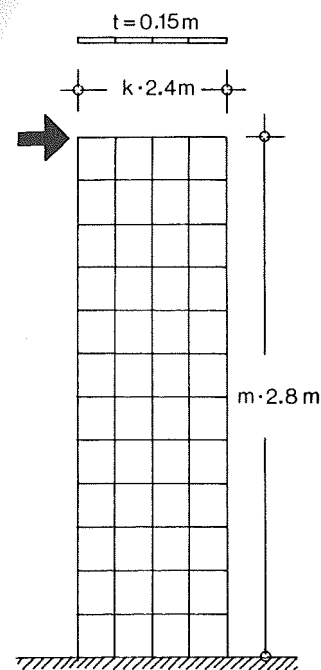
For lave bygninger, fx bygninger med fire etager og derunder, vil det ofte være rimeligt at antage, at dækkene er slappe i forhold til væggene. Dette medfører, at den vandrette last ikke omfordeles, men fordeles på væggene proportionalt med væggenes facadeandele.

Større udsparinger i dækkene, fx i forbindelse med trappeskakter, kan også bevirke, at det ikke er rimeligt at opfatte dækket som én stor, helt stiv skive. I visse tilfælde vil man derfor foretage en skønsmæssig korrektion af den fundne lastfordeling. Den vandrette last på dækket består af en kraft fra hvert vægprofil, svarende til forskellen mellem den endelige lastfordeling og den oprindelige lastfordeling efter facadeandele. Korrektionen af lastfordelingen foregår principielt ved at ændre på dette kraftsystem, således at snitkræfterne i dækket ved udsparingerne reduceres.

Forskydningsdeformationer

Endelig bør det nævnes, at forudsætningen om, at væggenes udbøjninger primært stammer fra bøjningsbidrag, ikke er opfyldt, når væggenes højde er lille i forhold til deres bredde. For lave, brede vægge kan man derfor opstille det modsatte grænsetilfælde, nemlig at udbøjningerne kun skyldes forskydningsdeformationer. Hvis dækkene kan regnes stive, medfører antagelsen, at den vandrette last fordeles på vægprofilerne proportionalt med deres »kroparealer«, altså fx arealerne af de vægdele, der er parallelle med belastningsretningen.

Også ved beregning af væggenes kantspændinger kan man ret simpelt tage hensyn til forskydningsdeformationernes virkning. Forskydningsdeformationerne medfører en S-formet normalspændingsfordeling over tværsnittet med større kantspændinger end efter den tekniske bjælke teori med Naviers formel; det vil sige, at tværsnittets bæreevne eller modstandsmoment reduceres. Reduktionskoefficienter for modstandsmomenter for en række forskellige vægprofiler med og uden lodrette fuger er anført i [6], se også figur 23. Ved bestemmelsen af spændinger kan man da anvende Naviers formel, idet der indsættes reducerede modstandsmomenter.



Figur 23. Vandret belastet plan væg med lodrette fuger. Fugestivheden er sat til $K = 6 \text{ N/mm}^2$, jf figur 70 og 79, og tandarealet A , er sat til $1/4$ af væggens lodrette tværsnitsareal. De lodrette kantspændinger i væggen nederste vandrette snit påvirkes af forskydningsdeformationerne. De korrigerede kantspændinger kan bestemmes ved hjælp af Naviers formel, hvis der indsættes et reduceret modstandsmoment:

$$\sigma = \frac{M}{\mu W}$$

Kurven til højre viser reduktionskoefficienten som funktion af væggen geometri. Figuren er hentet fra [6], som har tilsvarende kurver for U- og I-profiler.

Eksempel 2:
Forskellige valg af konstruktionsmodel og beregningsmetode

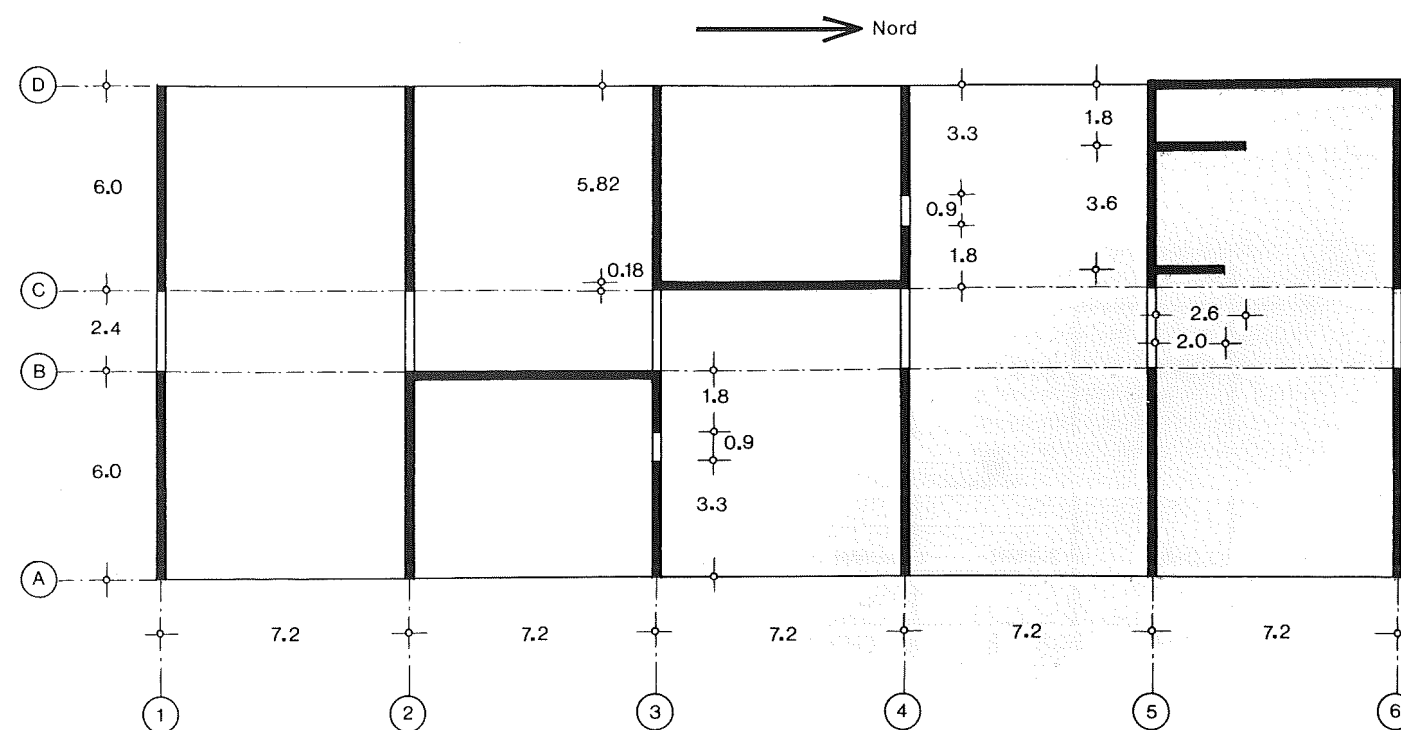
Figur 24 og 25 viser vægssystemet og lastmodellen for en 12-etagers bygning. I figur 26-33 er vist, hvorledes man ved forskellige valg af konstruktionsmodeller, som muliggør manuel beregning inden for en rimelig tid, kan bestemme spændingsfordelinger i et antal grænsetilfælde. Ved beregningen på grundlag af model 4 er endvidere vist indflydelsen af, at man tager hen-

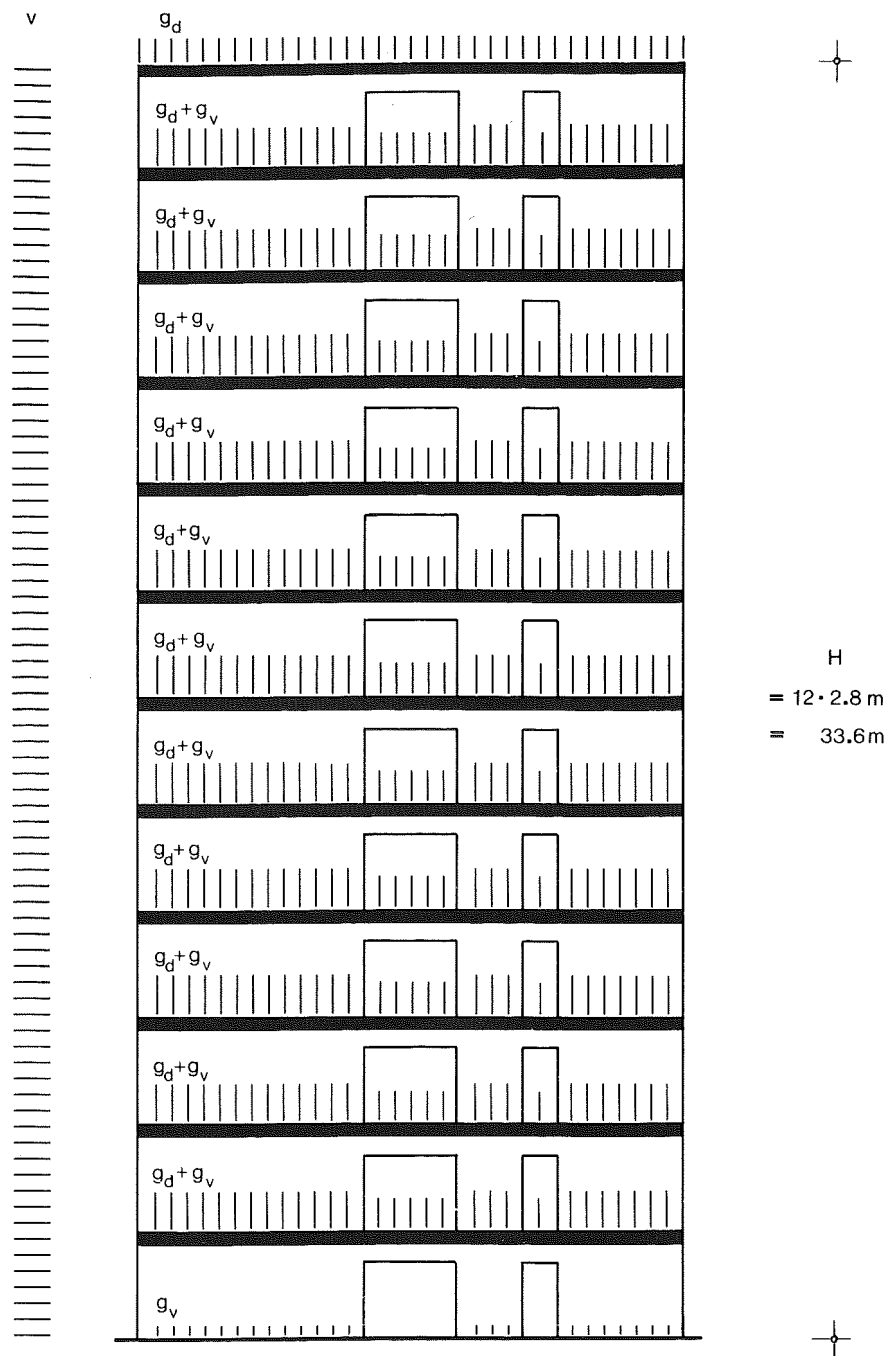
syn til vridning og excentrisk virkende lodret last som beskrevet ovenfor.

Til sammenligning er der i figur 34-35 på samme form vist resultaterne af en beregning af det samme vægssystem med edb-programmet SHEWALS, som er beskrevet i afsnittet Forskydningslagmetoden. SHEWALS-beregningens resultat kan i denne forbindelse opfattes som det korrekte, og resultaterne af de beskrevne manuelle beregninger er tilnærmelser hertil. Figur 36 og 37 viser yderligere et par sammenligninger af resultater fra de fem beregninger.

Figur 24. Eksempel på vægssystem (basis-konstruktionsmodel) for en 12-etagers bygning. Alle mål er i m, og vægtykkelsen er 0,18 m. Alle tværvægge i samme lodrette plan er forbundne med dørbjælker, som er 0,5 m høje; etagehøjden er 2,8 m. Alle dæk spænder i husets længderetning med spændvidden 7,2 m. I eksemplet undersøges spændingerne for lasttilfældet egenlast plus vind fra øst.

- Lasterne antages at være:
- vandret (regningsmæssig vindlast): $v_v = 1,8 \text{ kN/m}^2$
 - lodret (kun egenlast):
dæk: $g_d = 3,5 \text{ kN/vandret m}^2$
vægge: $g_v = 4,14 \text{ kN/lodret m}^2$



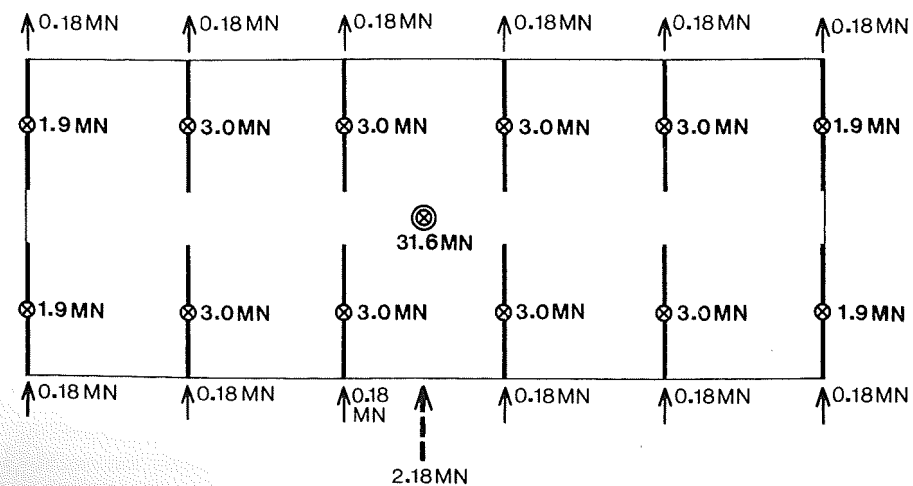


Figur 25. Opstalt af væg i linie 4, set fra nord, jf figur 24. De viste linielaster har intensiteterne:

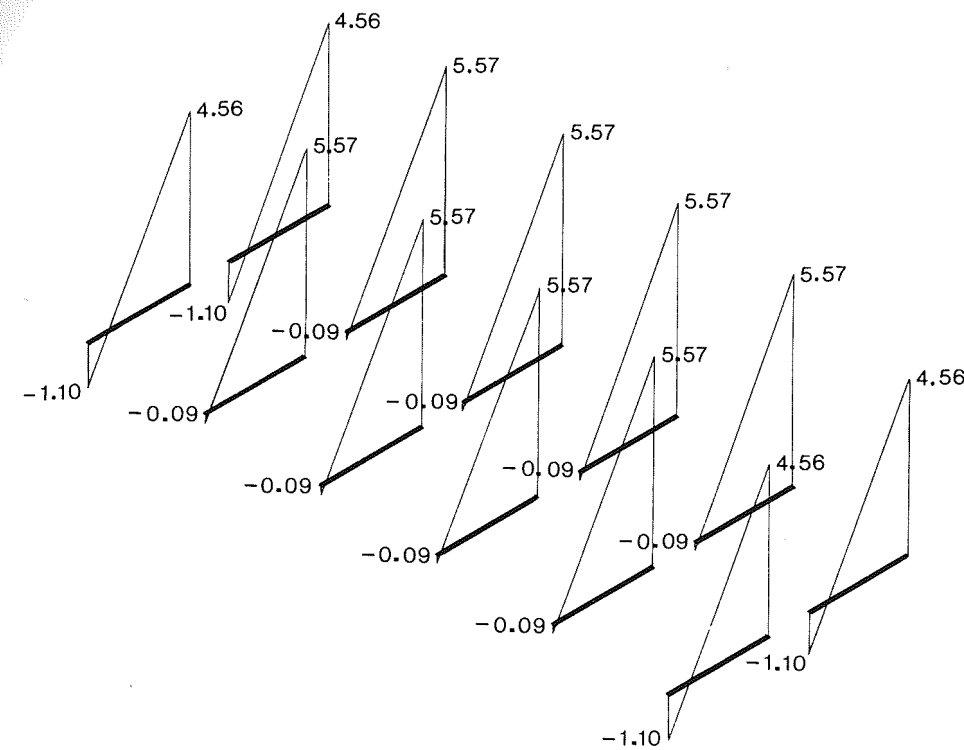
$v = 1,8 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,2 \text{ m} = 13,0 \text{ kN/m}$
 $g_d = 3,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,2 \text{ m} = 25,2 \text{ kN/m}$
 $g_v = 4,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,6 \text{ m} = 10,8 \text{ kN/m}$
 (normalt)
 $g_v = 4,14 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} = 2,1 \text{ kN/m}$ (ved døråbninger).

På gavlvæggene halveres intensiteterne v og g_d .

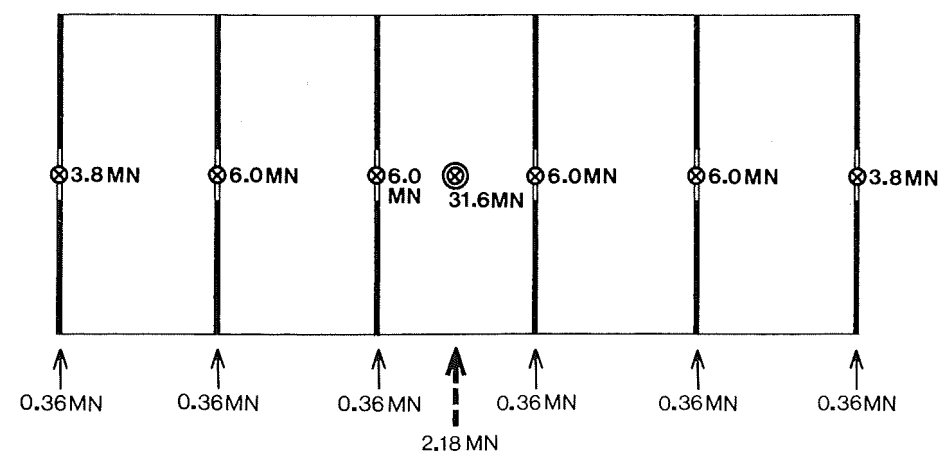
H
 = $12 \cdot 2,8 \text{ m}$
 = $33,6 \text{ m}$



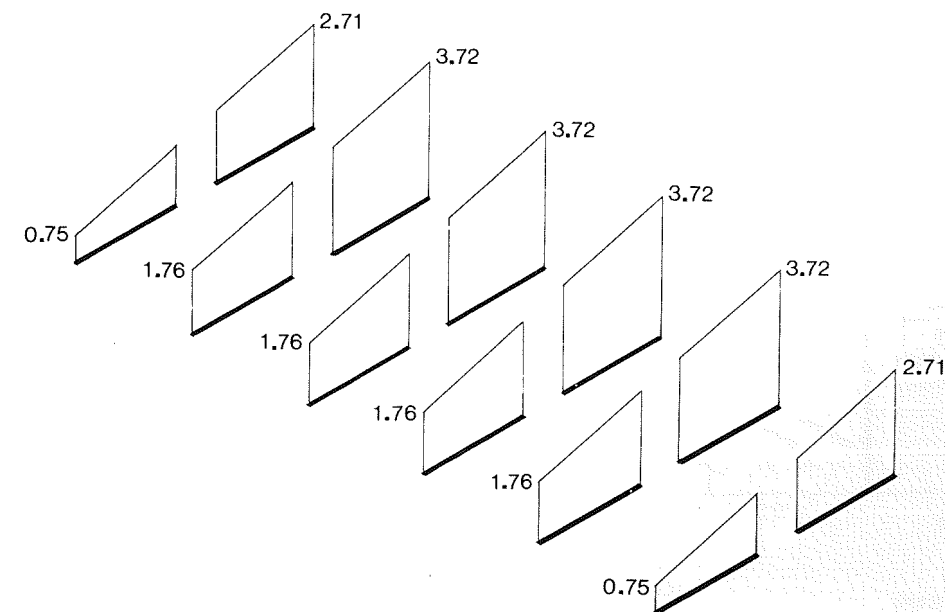
Figur 26. Konstruktionsmodel 1. Den første gennemregning af det bærende system foretages på en meget grov konstruktionsmodel, som fx denne, hvor der ses bort fra længdevæggene, de små døråbninger og bjælkerne over korridoren. Vægssystemet består af 12 ens vægge, som hver optager lige store dele (0,18 MN) af den samlede vandrette last (2,18 MN). Egenvægten af dæk og vægge medfører resulterende trykkræfter i væggene i understue på 1,9 MN, henholdsvis 3,0 MN, svarende til, at modellens samlede vægt er 31,6 MN.



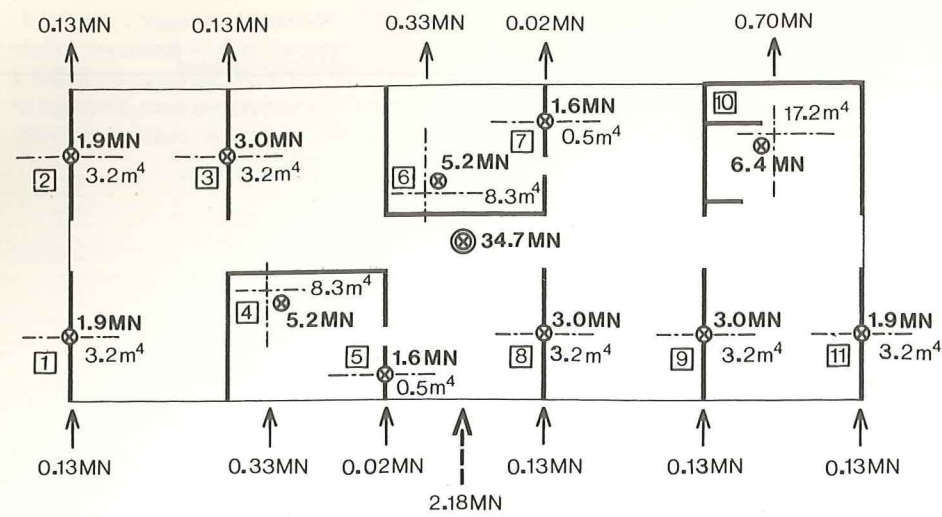
Figur 27. Normalspændinger i model 1. Den lastfordeling, som er beskrevet i figur 26, giver de her viste normalspændinger i væggene i indspændingsniveau. Enheden er MN/m^2 , og fortegnet er positivt for tryk, negativt for træk.



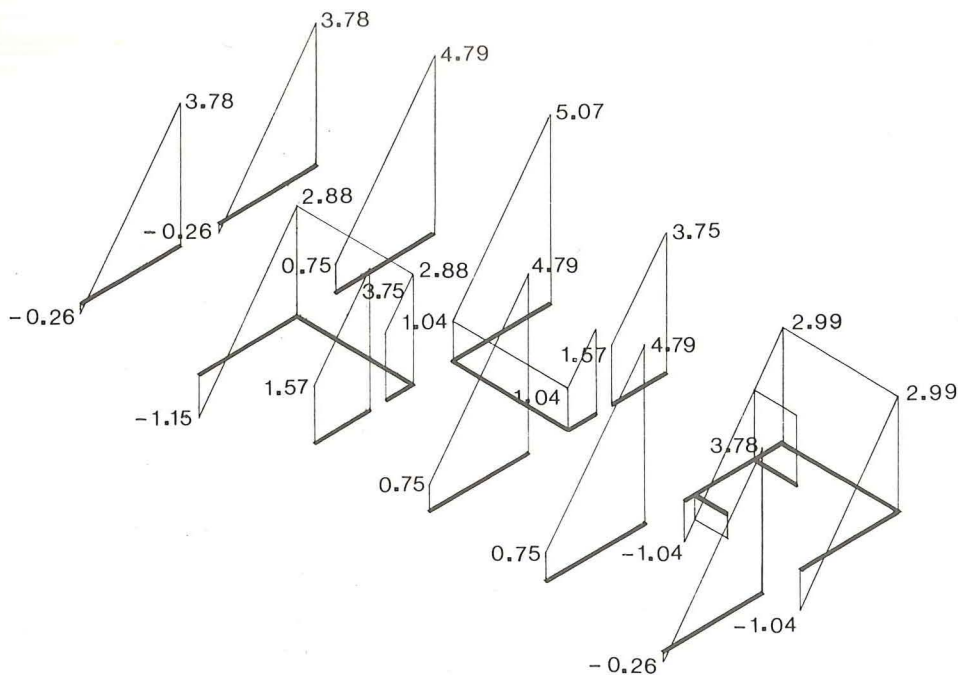
Figur 28. Model 2. Hvis man i stedet antager, at dørbjælkerne over korridoren er helt stive, består systemet af 6 ens vægge, som er væsentligt stivere end de 12 vægge i den første model. Da alle vægge ændres på samme måde, bliver lastfordelingen den samme.



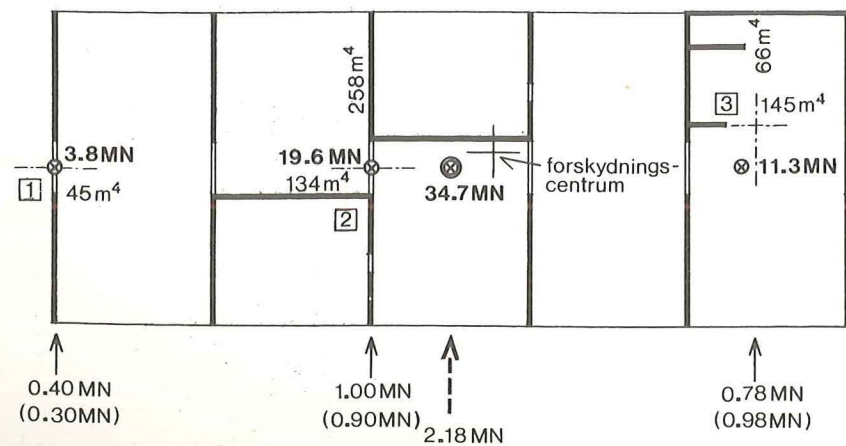
Figur 29. Normalspændinger i model 2. Model 2 giver gunstigere normalspændinger, men den er på den usikre side, og forskellen mellem disse spændinger og spændingerne i den første model er stor, således at de virkelige spændinger kun kendes med meget stor usikkerhed. Fx kan man ikke afgøre, om der kommer træk i gavlvæggene.



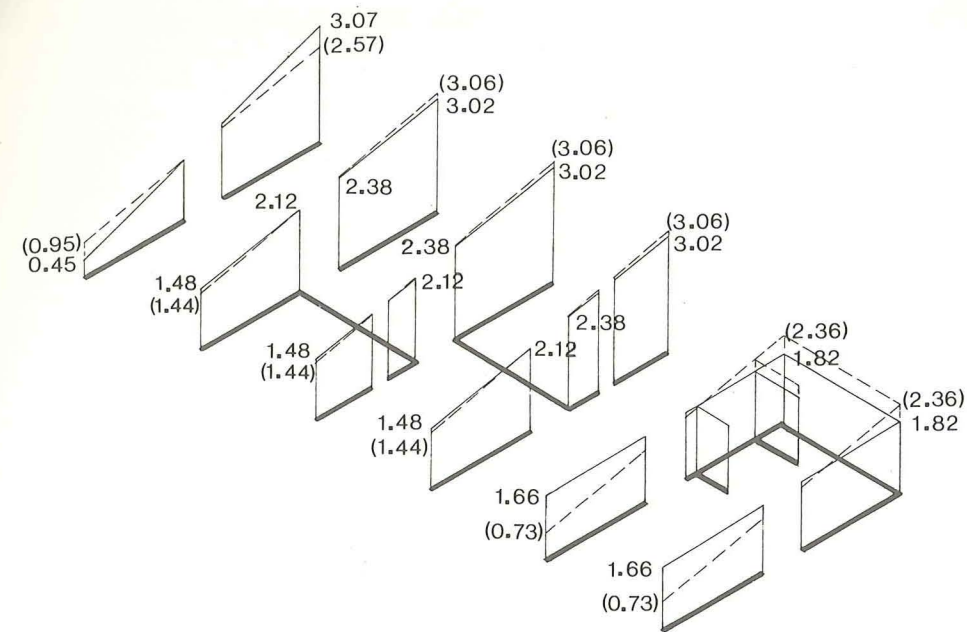
Figur 30. Model 3. Det er ikke altid på den sikre side at se bort fra længdevæggenes flangevirkning. I denne model antages alle basismodellens vægge at medvirke fuldt, hvilket medfører, at vægprofilernes tyngdepunkter forskydes. Fuld medvirken er i øvrigt ikke en realistisk antagelse, men et grænsetilfælde. Alle dørbjælker antages at være helt slappe. Vægsystemet består da af 11 profiler, hvis tyngdepunktsakser og inertimomenter er vist. Desuden er vist resultanten af den vandrette last på hele bygningen (2,18 MN) og dens fordeling på profilerne proportionalt med inertimomenterne, idet der er set bort fra vridning. Endelig er vist resultanten og fordelingen af denne models egenvægt.



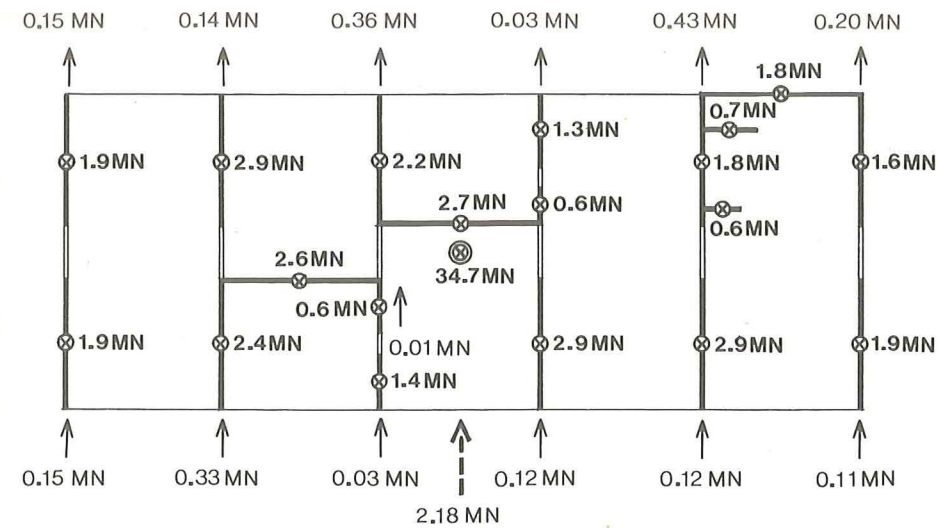
Figur 31. Normalspændinger i model 3. Den i figur 30 omtalte tyngdepunktsforskydning medfører, at der i to af de indvendige tværvægge opstår trækspændinger, der er meget større end trækspændingerne i de tilsvarende vægge i model 1. At de små dørbjælker her er regnet helt slappe, er en medvirkende, men ikke afgørende årsag. Der er set bort fra excentricitetsmomentet for den lodrette last. Det udgør i denne model kun 7 pct af momentet for vandret last.



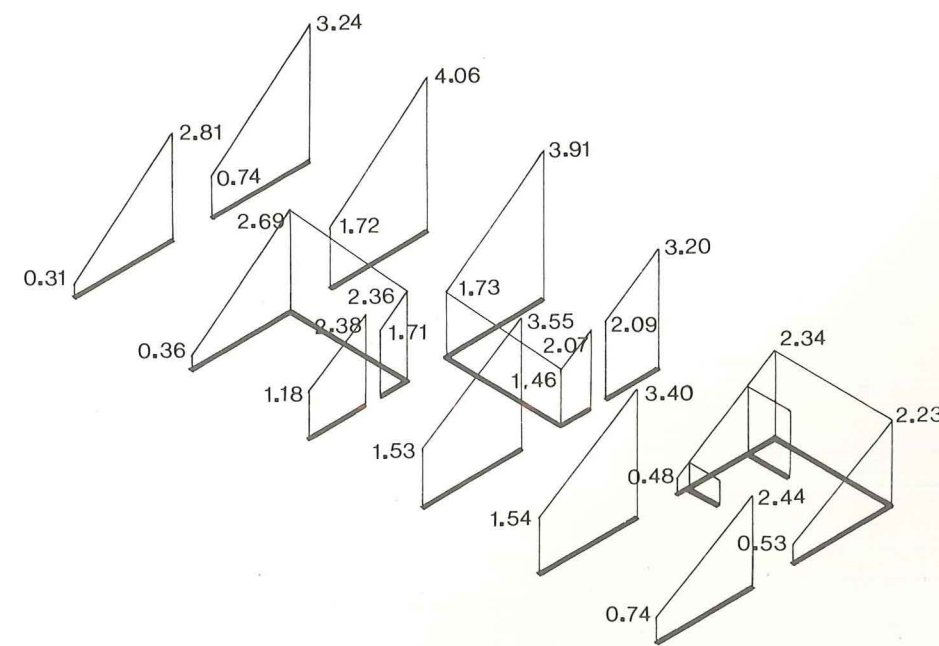
Figur 32. Model 4. Her er vist en model, hvor også alle vægge er medtaget, men hvor alle dørbjælker regnes helt stive. Dette medfører, at vægsystemet består af kun 3 profiler, hvis tyngdepunktsakser og inertimomenter er vist. Endvidere er vist forskydningscentret samt resultanten og fordelingen af den vandrette last, dels med hensyntagen til vridning (uden parentes), dels uden hensyntagen til vridning (i parentes). Endelig er vist resultanten og fordelingen af den lodrette last. Denne fordeling er den samme som i model 3.



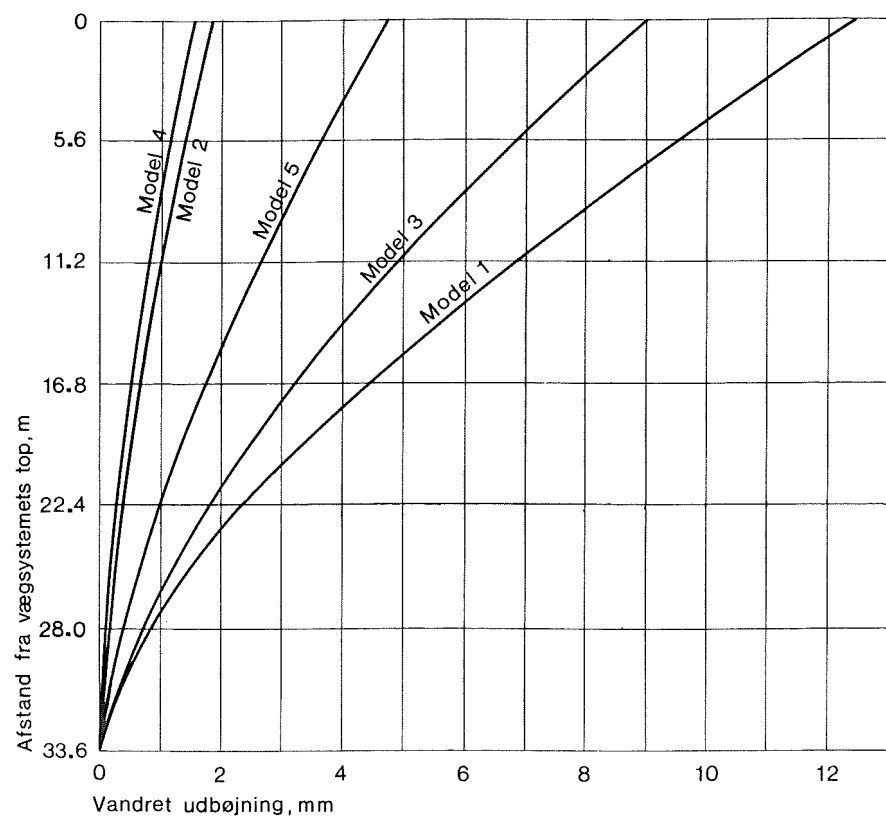
Figur 33. Normalspændinger i model 4. Spændingerne uden parentes svarer til, at der ved fordeling af lasten på de enkelte profiler er taget hensyn til både den lodrette lasts excentricitet og til vridning. Til sammenligning er i parentes vist de spændinger, man finder, når man ser bort fra excentricitet og vridning. Excentricitetsmomentet er her 34 pct af momentet fra vindlast, og i øvrigt modsat rettet.



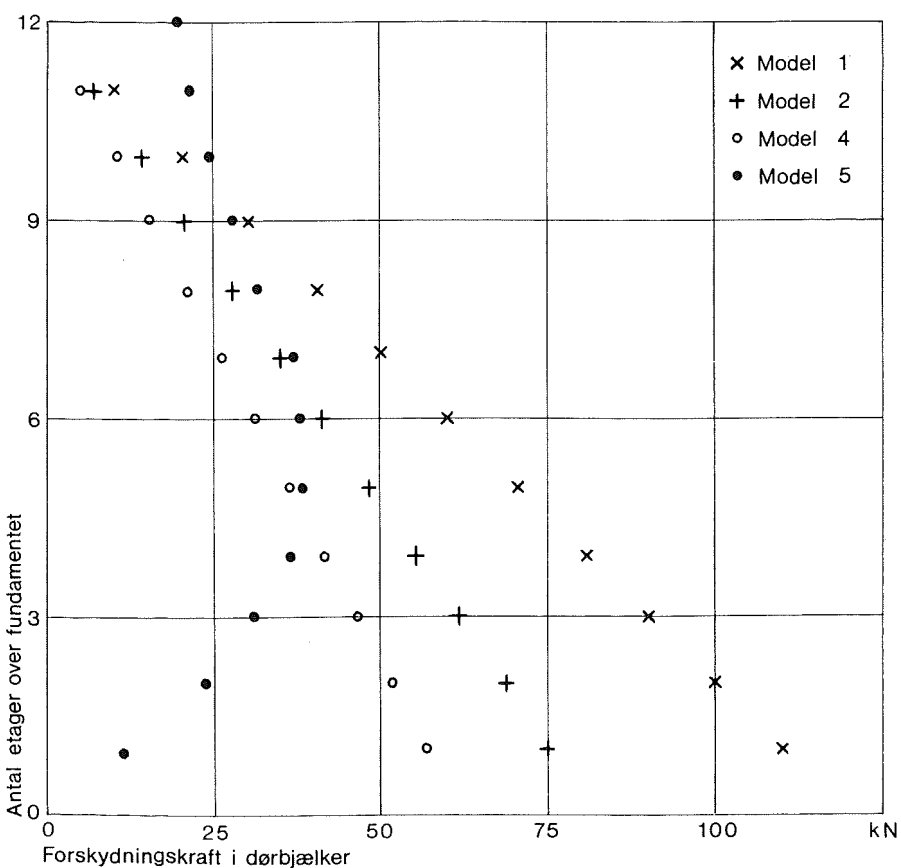
Figur 34. Model 5. Til sammenligning vises her resultatet af en beregning med edb-programmet SHEWALS, som er omtalt i næste afsnit. I denne model antages alle basismodellens vægge at medvirke fuldt, men dørbjælkerne medtages med deres virkelige stivheder. Dækkene antages som før at være helt stive mht vandrette deformationer. Programmet tager hensyn til vridning. Her er vist resultatet og fordeling af vandret og lodret last. Fordelingen er ikke meget forskellig fra fordelingerne i de to foregående modeller.



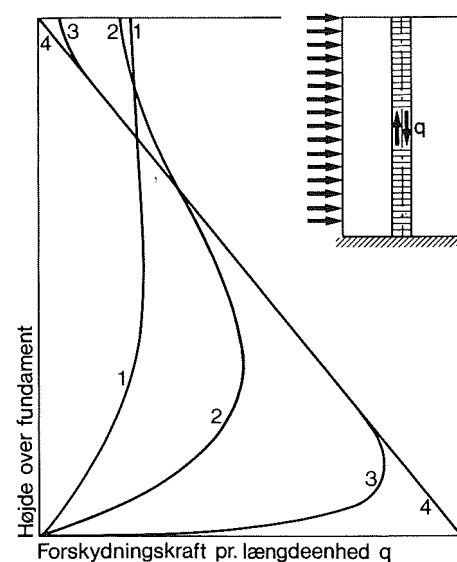
Figur 35. Normalspændinger i model 5. SHEWALS beregner normalspændingerne midt i hver etage; her er vist spændingerne i nederste etage, altså 1,4 m over indspændingsniveau. Det er ikke særligt relevant at forsøge at beregne spændingerne i indspændingsniveau, idet spændingsfordelingen her langt fra er lineær. Der er både taget hensyn til vridning og til den lodrette lasts excentricitet. Det ses, at spændingerne her stort set ligger mellem spændingerne i modellerne 3 og 4, og at der ikke er trækspændinger.



Figur 36. Vægssystemets udbøjningslinier. Udbøjningslinierne viser, at der er stor forskel på de enkelte modellers stivhed. Groft sagt er den slappeste model mest på den sikre side ved dimensionering af væggene (store bøjningsspændinger), mens den stiveste model er mest på den sikre side ved dimensionering af dørbjælkerne (store forskydningspændinger). Men som de foregående figurer viser, gælder dette ikke altid. I væggen i linie 2 giver model 3 således større trækspændinger end model 1, som er slappere. Og med hensyn til dørbjælkekræfterne er de stive modeller 2 og 4 kun på den sikre side for bjælkerne over korridoren, ikke for de korte bjælker, jf figur 37.



Figur 37. Forskydningskræfter i korte dørbjælker i linie 3. I modellerne 1, 2 og 4 er forskydningskræfterne fundet ved hjælp af Grashofs formel. I model 3, hvor de betragtede dørbjælker er helt slappe, bliver alle forskydningskræfterne nul. I model 5 er kræfterne fundet ved hjælp af edb-programmet SHEWALS. Forskydningskræfterne for neden bliver maximale ifølge Grashofs formel, men går mod nul ifølge forskydningslagmetoden (SHEWALS). Det virker paradoksalt, men er først og fremmest et randproblem, og det skyldes følgende forskelle i de antagelser, der ligger til grund for metoderne. Grashofs formel bygger på den antagelse, at tøjningerne varierer rellinet over tværsnittene (alle plane tværsnit forbliver plane); herefter bestemmes alle normal- og forskydningspændinger ved ligevægtsbetingelser alene, idet man ser bort fra, at de tilhørende forskydningsdeformationer ikke er geometrisk mulige. SHEWALS bygger på den antagelse, at nederste tværsnit forbliver plant (ideel indspænding), og at væggenes lodrette kanter forbliver vinkelrette på indspændingsplanen (ingen forskydningsdeformationer i delvægge); heraf følger, at der ikke kan ske forskydning af forskydningslagets nederste del, hvilket medfører, at forskydningspændingerne her bliver nul. Bortset fra forholdene helt nede ved indspændingen er der ikke nogen principiel modstrid mellem Grashof- og SHEWALS-resultater, se figur 38.



Figur 38. Forskydningskræfter i dørbjælker, eller rettere: forskydningskræfter pr længdeenhed i forskydningslag. Alle kurverne gælder for en væg med et forskydningslag (fx en lodret spalte med en række dørbjælker, jf afsnittet Forskydningslagmetoden). Kun forskydningslagets stivhed varierer, mens væggenes geometri i øvrigt er den samme i alle fire tilfælde. Kurverne 1, 2 og 3 viser resultater af beregninger med forskydningslagmetoden for voksende stivhed af forskydningslaget. Kurve 4 viser resultatet af en beregning efter den tekniske bjælketekori (Grashofs formel), som bl. a. forudsætter helt stift »forskydningslag«. For et meget stift forskydningslag er der god overensstemmelse mellem forskydningslagmetodens og den tekniske bjælketekoris resultater, når man ser bort fra grænseområdet ved væggenes indspænding i fundamentet.

Planlægning af den endelige beregning

På grundlag af resultaterne fra de foreløbige beregninger vurderes det, hvilke konstruktionsmodeller og beregningsmetoder der må anvendes i den endelige beregning for at få et tilstrækkeligt sikkert dimensioneringsgrundlag. I mange tilfælde vil denne vurdering føre til, at der må tages hensyn til dørbjælkerens faktiske stivhed, idet afstanden mellem resultaterne for grænsetilfældene helt slappe og helt stive dørbjælker er for stor. Endvidere kan det blive aktuelt at tage hensyn til forskydningsdeformationer i delvægge, at undgå de nævnte grove antagelser ved vridningsberegningen, at tage hensyn til dækkets faktiske udformning og stivhed, osv.

Forskydningslagmetoden

I forrige afsnit blev det omtalt, at man ved manuel beregning af vægssystemer, hvori der indgår lodrette rækker af dør- og vinduesåbninger, og hvori der indgår lodrette gennemgående vægfuger, som må antages at kunne deformere sig, er nødsaget til at forudsætte en ret forenklet virkemåde af disse dørrækker og fuger for at få overkommelige beregninger.

Forskydningslagmetoden er kendetegnet ved at indeholde en model for lodrette dørrækker og fugers virkemåde, som i de fleste tilfælde er tilfredsstillende. Metoden blev oprindeligt kun brugt til beregning af plane

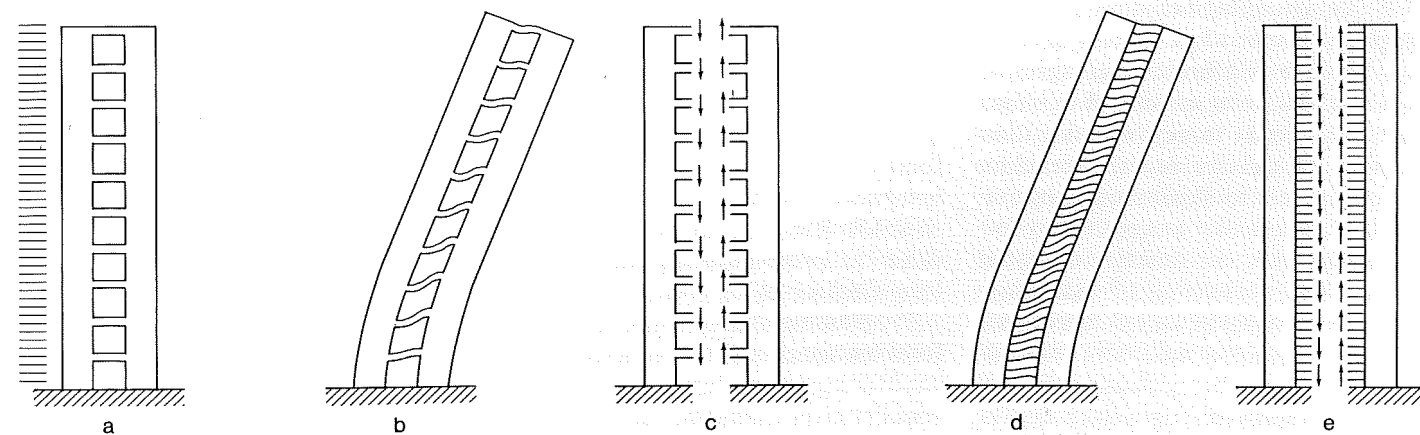
vægskiver med en eller to lodrette dørrækker, se fx [7], men som bl. a. vist af Rosman [8] kan den generaliseres til også at kunne behandle rumlige vægssystemer.

Enkelte vægge

Figur 39 illustrerer metodens grundlæggende princip, som også har givet metoden sit navn: dørbjælkerne erstattes i beregningsmodellen med et såkaldt forskydningslag, dvs et kontinuert lag, der forbinder de to vægge og som - set over en etage - har samme forskydningsstivhed som bjælkerne. Herved opnås store beregningsmæssige lettelser. Dette princip kan også anvendes på de lodrette fuger. På grund af svindrevner og reduceret tværsnit kan sådanne fuger - trods deres ringe bredde - ikke helt hindre forskydning mellem nabovægelementer. Hvis en fuger kan antages at opføre sig lineær-elastisk, kan denne reducerede stivhed tages i regning ved, at fugen behandles som et forskydningslag.

Figur 39c og 39e viser kun de over-tallige forskydningskræfter, hhv forskydningspændinger, men der optræder tilsvarende overtallige normalkræfter og -spændinger. Idet snittet lægges gennem dørbjælke midterne, kan de overtallige momenter antages at være nul.

Delvæggenes lodrette tøjninger som følge af normalkræfter medfører som vist en reduktion af dørbjælkekrumningerne i den øvre del af væggen, således at de hårdest forskydningspåvirkede dørbjælker findes omkring væggenes nedre trediedelspunkt.



Figur 39. Forskydningslagmetoden anvendt på én væg med én dørrække. a: konstruktionsmodellen. b: konstruktionsmodellens

geometriske virkemåde. c: konstruktionsmodellens hovedsystem med overtallige forskydningspændinger. d: forskydningslag-

modellens geometriske virkemåde. e: forskydningslagmodellens hovedsystem med overtallige forskydningskræfter.

Vægssystemer

De vægssystemer (konstruktionsmodeller), som forskydningslagmetoden kan anvendes på, består af lige høje, rektangulære vægskiver sammenkoblede af dæk. Vægskiverne skal alle være indspændte i et og samme vandrette fundament, og de kan indeholde lodrette, deformerbare fuger og lodrette rækker af regelmæssigt anbragte dør- og vinduesåbninger. Figur 40 viser et eksempel på et sådant vægssystem.

De antagelser, som man skal gøre om denne konstruktionsmodel for at komme frem til forskydningslagmetodens beregningsmodel, er følgende:

1. Delvæggenes stivhed over for kræfter virkende i deres egen plan kan beregnes efter den tekniske bjælketeori med hensyntagen til momenter og normalkræfters bidrag til deformationerne. Over for kræfter virkende vinkelret på delvæggenes plan kan delvæggene regnes helt slappe.

2. Dørbjælkerne kan beregnes efter den tekniske bjælketeori med hensyntagen til momenter og forskydningskræfters bidrag til deformationerne. Over for normalkræfter kan dørbjælkerne derimod regnes helt stive.

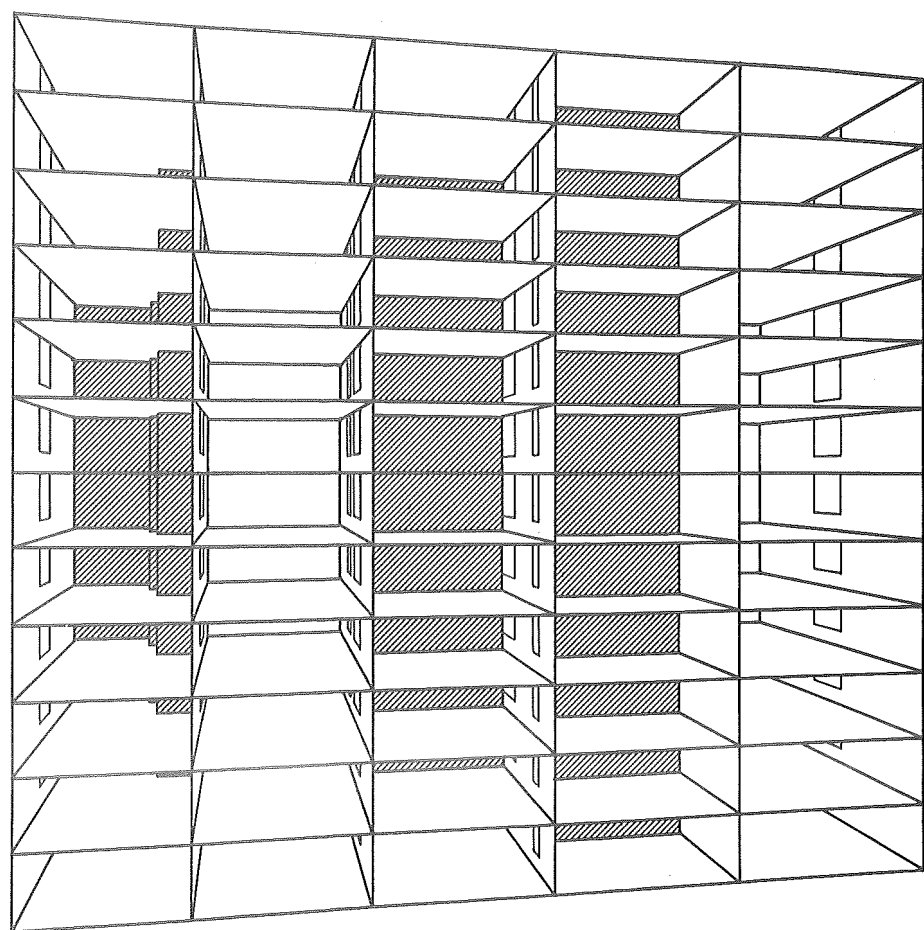
3. Dækkene kan regnes helt stive over for kræfter virkende i deres egen plan, og helt slappe over for kræfter, som virker vinkelret på denne.

4. Dørbjælkerne, som er elastisk indspændte i delvæggene, kan regnes fast indspændte, idet deres effektive længde korrigeres.

5. Virkningerne af dørbjælkerne og dækkene, som er placeret i bestemte niveauer, kan regnes fordelt over hele vægssystemets højde som funktioner af afstanden fra vægssystemets top.

Forskydningslagmetodens styrende ligninger består af et system af sammenhørende differentiaalligninger af anden orden, hvor antallet af ligninger er lig antallet af forskydningslag (dør-rækker og lodrette fuger). For plane vægge med ét forskydningslag og for plane, symmetriske vægge med to forskydningslag er det praktisk muligt at gennemføre en løsning af ligningssystemet ved hjælp af en lommeregner.

For vægssystemer med flere forskydningslag bliver beregningen derimod meget kompliceret, og selv i de før nævnte tilfælde er der en del manuelt arbejde. Det kan derfor normalt betale sig at anvende edb-programmer ved sådanne beregninger.



Figur 40. Et eksempel på et vægssystem, som kan beregnes ved hjælp af forskydningslagmetoden i sin generaliserede form.

SHEWALS

Ved Statens Byggeforskningsinstitut er der udviklet et edb-program til beregning af vægssystemer på grundlag af forskydningslagmetoden. Programmet betegnes SHEWALS efter engelsk *SHEAR WALLS*. Detaljerede beskrivelser af programmets virkemåde og brug findes i [9] og [10].

Programmet kan tage alle normalt forekommende kombinationer af vandret og lodret last i regning, ligesom det giver mulighed for at medtage differenssætninger af delvæggene. Det sidste åbner bl.a. mulighed for en analyse af vægssystemets følsomhed over for differenssætninger og for en vurdering af konsekvenserne af et forkert skøn over disse sætninger.

Da SHEWALS er specielt udviklet til en afgrænset klasse af vægssystemer, er mængden af inddata minimal. Inddata består af de indgående delvægges, dørrækkers og fugers placeringer i det vandrette plan, deres dimensioner, rumvægte og elasticitetskoefficienter, samt lasternes størrelse og fordeling.

Som resultat af beregningen fås nænnævnte data, udskrevet på skemaform:

- Forskydningskraften i samtlige dørbjælker.
- Forskydningskraften pr længdeenhed i et antal punkter af hver lodret fu-

ge og hver vinkelsamling. En vinkelsamling er en linie, hvorpå to på hinanden vinkelrette vægge skærer hinanden og er stift forbundne.

- Normalkraften, momentet, forskydningskraften, udbøjningen og kantspændingerne i et vandret snit i hver delvæg i hver etage.

Anvendeligheden af SHEWALS på de i dette afsnit definerede konstruktionsmodeller er primært begrænset af, at programmet for tiden kun kan behandle konstruktionsmodeller med op til 50 delvægge og 30 forskydningslag.

Ud over denne begrænsning kan de forudsætninger, man må gøre om konstruktionsmodellen for at komme til metodens beregningsmodel, være uacceptable, afhængigt af, hvilke krav, man stiller til resultaternes nøjagtighed. Denne problemstilling er behandlet i rapporten [10].

I den nævnte rapport er der redegjort for, hvordan man kan kompensere for nogle af de fejl, som forudsætningerne åbenbart medfører. Det drejer sig dels om, hvordan man ved at regne med korrigeret dørbjælkkelængde kan kompensere for, at dørbjælkerne ikke er fast indspændte i delvæggene, og dels om hvordan man ved at indlægge fiktive fuger i delvæggene kan tage hensyn til forskydningsdeformationerne i delvæggene.

Udnyttes disse korrektionsmuligheder, udvides anvendelsesområdet for SHEWALS til også at omfatte lave vægssystemer med brede delvægge.

De væsentligste begrænsninger ved metoden er, at den kun kan behandle vægssystemer, hvor alle etagerne er ens udformet, at den ikke kan tage hensyn til dækkenes deformationer, og at den ikke giver et realistisk billede af spændingsfordelingen i nærheden af angrebepunkterne for koncentrerede påvirkninger.

Elementmetoden, som er beskrevet i næste afsnit, er ikke behæftet med disse tre sidstnævnte begrænsninger.

Eksempel 3: Beregning af vægssystem ved hjælp af SHEWALS

Som nævnt i eksempel 2 er det i figur 24-25 viste vægssystem også gennemregnet med SHEWALS for lasttilfældet vind på facaden, egenvægt af vægge og dæk, samt nyttelast på dæk. Regnetiden på en datamat af typen IBM 370/195 var for dette eksempel 11 sekunder. Nogle af resultaterne fra beregningen er vist på figur 34-37.

Elementmetoden

Elementmetoden (engelsk: »the finite element method«) er en generel metode, som kan anvendes til løsning af et bredt spektrum af opgaver inden for kontinuumsmekanikken. Som typiske eksempler på sådanne opgaver kan nævnes bestemmelse af spændings- og deformationsfelter i maskindele, beholdere og bygningskonstruktioner.

Ideen i metoden er, at den pågældende konstruktion opdeles i et antal elementer af ensartet form. Ved skiveberegninger vælges normalt trekantede eller rektangulære elementer. Herefter opstilles de fysiske betingelser for elementerne, dvs relationerne mellem hvert elements deformationer og de kræfter, der påvirker det. Kræfterne regnes at angribe i et bestemt antal punkter i hvert element, de såkaldte knuder, og knudernes indbyrdes flytninger opstilles som funktioner af kræfterne.

Dernæst opstilles de geometriske betingelser, som udtrykker, at elementerne hænger sammen i de knuder, der ligger på elementernes kanter, dvs at sammenhørende knuder på naboelementer får samme flytning. Endvidere opstilles ligevægtsbetingelserne, som udtrykker, at hver af knuderne er i ligevægt.

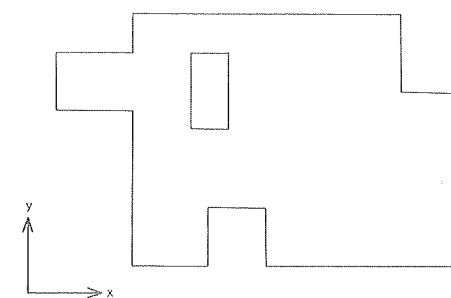
Disse betingelser fører til et lineært ligningssystem med knudflytningerne som ubekendte.

Metoden er beskrevet mange steder i litteraturen, se fx [11].

I praksis kræver anvendelse af elementmetoden, at den er programmeret for edb. Der er i de seneste år udarbejdet mange programmer på dette grundlag. Mange af disse programmer har et bredt anvendelsesområde, og mængden af inddata bliver derfor ofte stor. Især angivelsen af de enkelte elementers geometri og placering i forhold til hinanden kræver mange data.

NARC-SLISTRUC

Ved Statens Byggeforskningsinstitut er der udviklet et sæt af edb-programmer, som alle går under navnet NARC-xxx. NARC står for »numerical analysis of rectangularly configured . . .«, og -xxx står for et tilnavn, der refererer til det pågældende programs anvendelsesområde. Pr. 1.9.78 omfatter sættet programmerne NARC-SLICE, -SLISTRUC og -SLAB. Disse programmer kan benyttes til beregning af hhv plane skiver, rumlige skivekonstruktioner og



Figur 41. Skive med rektangulær konfiguration.

plader. De tre programmer er nærmere beskrevet i [12]. I det følgende skal kun omtales programmet NARC-SLISTRUC, hvis tilnavn kommer af den engelske benævnelse »slice structure«.

I forhold til mange andre programmer for skiveberegning efter elementmetoden kan NARC-SLISTRUC anvendes af brugere uden indgående kendskab til elementmetoden, da elementinddelingen af konstruktionen i rektangulære elementer er automatisk, dog således at brugeren har mulighed for at styre den.

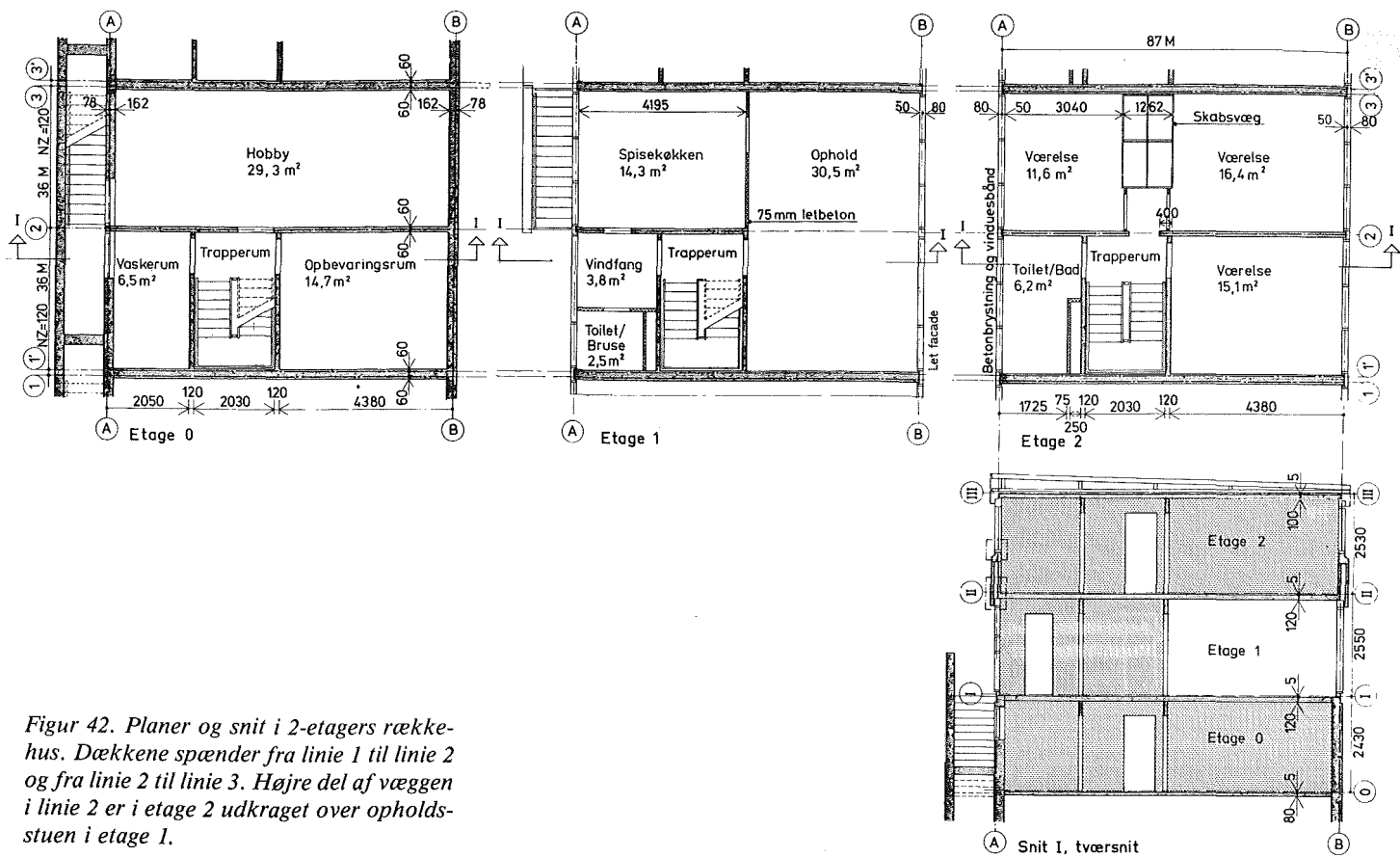
Denne automatik bevirker, at inddata til NARC-SLISTRUC kun omfatter en beskrivelse af den aktuelle konstruktions geometri, materialeegenskaber, understøtningsforhold og laster.

Programmet kan formelt beregne en vilkårlig skivekonstruktion, som er sammensat af isotrope lineærelastiske skiver, hvor de enkelte skiver skal være plane og have rektangulær konfiguration, dvs at alle randstykker skal være parallelle med to på hinanden vinkelrette akser, se figur 41.

Uddata fra programmet omfatter flytningerne af de automatisk genererede elementers hjørnepunkter, spændingstilstanden midt i hvert element, både udtrykt ved hovedspændinger og hovedspændingsretninger og ved snit-spændinger i akseparallelle snit. Endvidere udskrives reaktionerne fra eventuelle understøtninger. Endelig er det muligt at få udført et såkaldt plot, dvs en automatisk udført tegning, af konstruktionen i udbøjet tilstand med hovedspændinger og hovedspændingsretninger indtegnet i hvert enkelt element.

Anvendes NARC-SLISTRUC til at beregne en bygning opbygget af vægge og dæk forudsættes følgende konstruktionsmodel:

1. Vægge og dæk skal have rektangulær konfiguration og deres tykkelse skal være konstant inden for områder begrænset af akseparallelle linier.



Figur 42. Planer og snit i 2-etagers rækkehus. Dækkene spænder fra linie 1 til linie 2 og fra linie 2 til linie 3. Højre del af væggen i linie 2 er i etage 2 udkraget over opholdsstuen i etage 1.

2. Samlinger mellem to vægge og mellem et dæk og en væg skal ske langs liniestykker, som er parallelle med en af de to førnævnte på hinanden vinkelrette akser.

De antagelser som man skal gøre om denne konstruktionsmodel for at komme frem til NARC-SLISTRUC's beregningsmodel er formelt kun følgende:

Dæk og vægges stivhed over for kræfter virkende i deres egen plan kan beregnes efter den matematiske elasticitetsteori for toakset spændingstilstand. Over for kræfter virkende vinkelret på dækkenes og væggenes symmetriplan kan de regnes uendelig slappe.

Dette forudsætter, at NARC-SLISTRUC opererer med en uendelig fin elementinddeling. I praksis regner programmet med et endeligt antal elementer, og resultatet af en beregning er derfor kun en tilnærmelse til den korrekte løsning. Graden af tilnærmelse afhænger af antallet af elementer en given konstruktion er opdelt i, således at nøjagtigheden vokser med antallet af elementer. Elementinddelinger, som medfører stort længde-bredde forhold for blot nogle af elementerne eller som medfører, at der dannes elementer af meget uens størrelse, kan medføre fejl-

ophobning i programmets numeriske løsningsprocedure. Hvor kritisk denne fejlophobning er, afhænger af den aktuelle datamats regnenøjagtighed.

Endvidere gælder det, at jo kraftigere spændinger varierer, jo finere bør elementopdelingen være, da hvert element kun kan repræsentere en relativ simpel spændingsvariation.

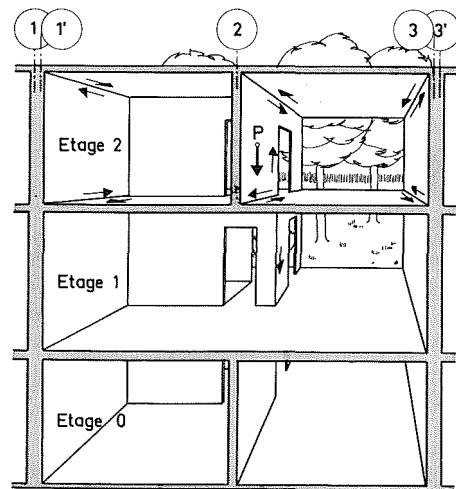
Disse to forhold lægger et bånd på anvendeligheden af NARC-SLISTRUC, da regnetiden og dermed prisen for at få beregnet en given konstruktion vokser med antallet af elementer.

I det følgende gives to eksempler på anvendelser af NARC.

Eksempel 4: Beregning af rumlig skivekonstruktion ved hjælp af NARC-SLISTRUC

Figur 42 og 43 viser et rækkehus, hvis bærende konstruktion (vægge og dæk) er udført af beton, støbt på stedet. Bygningen er udformet som en skivekonstruktion med en udkraget væg i etage 2. Denne væg fungerer som mellemunderstøtning for dækkene over etagerne 1 og 2. Af praktiske grunde ønskede man ikke at placere en søjle i den lette facade.

Bygningen er i stabil ligevægt, idet



Figur 43. Perspektiv af den bærende konstruktion i rækkehuset i figur 42. Pilen illustrerer kraftforløbet ved optagelse af resultanten P af lasten på den udkragede vægdel i etage 2.

den udkragede vægdel understøttes lodret i sit nederste venstre hjørne (figur 42) af væggen i etage 1, og vandret af dækskiverne over etagerne 1 og 2, mens disse dækskiver understøttes vandret af de stive vægge i lejlighedskellene.

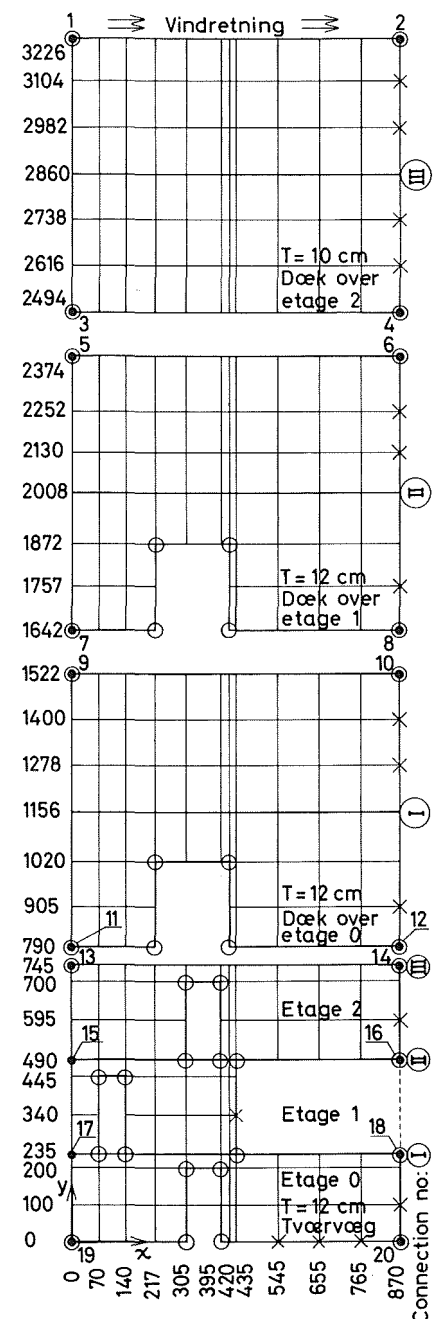
Men fordelingen af forskydnings-spændingerne langs samlingerne mel-

lem dækkene og den udkragede vægdel, samt normalkraften i dørbjælken i etage 2, kan ikke bestemmes ved hjælp af ligevægtsbetingelser alene. Det samme gælder fordelingen af dækkenes vandrette reaktioner på væggene i lejlighedskellene (linier 1 og 3) og midtervæggen (linie 2).

For at få svar på disse og et par andre spørgsmål er konstruktionen beregnet ved hjælp af NARC-SLISTRUC.

Opgaven formuleres da på følgende måde, jfr figur 44: Den midterste tværvæg og de tre dækskiver placeres i samme plan i et xy -koordinatsystem. Skivernes indbyrdes placering i planen er principielt vilkårlig. De tre samlinger (connections) etableres ved at udtrykke, at flytningerne i x -aksens retning af sammenhørende knuder i væg- og dækskive er ens, mens der ikke er betingelser for flytningerne i y -aksens retning. Vægskiverne 1 og 3 regnes uendeligt stive, og deres virkning tages derfor i regning ved at udtrykke, at flytningerne i x -aksens retning af knudepunkterne på dækskivens kanter (1-2, 3-4, osv) er nul. På tilsvarende måde udtrykkes vægskivens fastholdelse i fundament og kælderydervægge. Konstruktionen regnes påvirket af lodret last, der dels angriber vægskiven som en linielast i hvert etagekryds, dels som en jævnt fordelt fladelast, svarende til vægskivens egenvægt. Endvidere regnes konstruktionen påvirket af vindlast, der i overensstemmelse med facadeelementernes virkelige fastgørelse regnes at angribe dækskivernes kanter. I belastnings- og flytningstabellen i figur 44 er de lodret og vandret virkende linielaster anført.

Skivernes geometri angives ved koordinaterne til hjørnepunkter, som på figur 44 er markerede ved åbne cirkler, mens de lukkede cirkler angiver endepunkterne for de linier, hvorpå der er specificeret linielaster eller nulflytninger. Programmet indlægger selv netlinier i begge retninger gennem alle disse punkter samt langs de linier, hvorpå der er specificeret connections. Derudover kan den automatiske netinddeling styres ved angivelse af det maksimale sideforhold for elementerne. På grund af konstruktionens geometri og hensynet til at begrænse elementantallet måtte man acceptere meget smalle elementer omkring midten, og derfor et stort sideforhold i dette område. Netinddelingen i resten af konstruktionen er derfor styret manuelt ved angivelse af koordinaterne til de ekstra punkter, der er markerede med kryds.



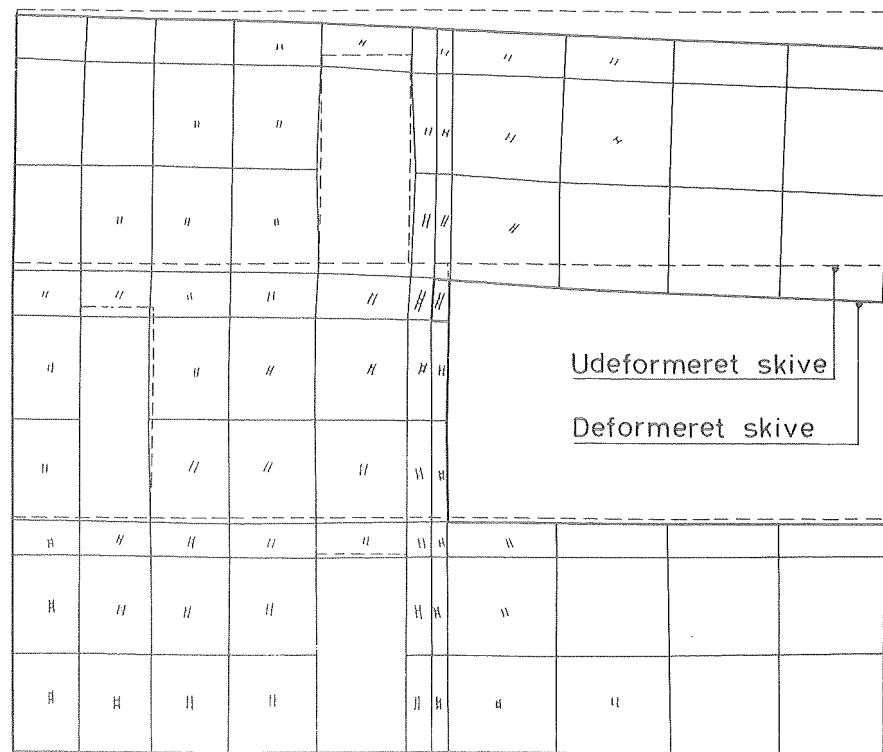
Figur 44. Konstruktionsmodel forberedt for NARC-behandling. Modellens enkelte skiver er indlagt i et xy -koordinatsystem, og den elementinddeling, der ønskes anvendt ved beregningen, er indtegnet. På figuren er med åbne cirkler og kryds markeret de knudepunkter, der definerer skivernes geometri og netinddeling, mens de små lukkede cirkler med numre markerer endepunkterne for de liniestykker, hvorpå der specificeres linielaster eller fastholdelser, jfr belastnings- og flytningstabellen. I denne tabel betyder P og Q lastintensiteter, og U og V flytningskomponenter i de to akserretninger.

Linie- stykke	Px kp/cm	Qy kp/cm	Ux cm	Vy cm
1-2			0	0
3-4			0	0
5-6			0	0
7-8			0	0
9-10			0	0
11-12			0	0
13-14		-12,2	-12,2	
15-16		-20,8	-20,8	
17-18		-20,8	-20,8	
19-20				0
1-3	0,63	0,63		
2-4	0,45	0,45		
5-7	1,26	1,26		
6-8	0,90	0,90		
9-11	0,63	0,63		
10-12	0,45	0,45		
17-19			0	0
18-20			0	0

Belastnings- og flytningstabel

Beregningens resultat er en udskrift af bl.a. hovedspændingerne midt i hvert element, snitkræfterne i hver knude i samlinger og fastholdte kanter, samt hver enkelt knudes flytning. Endvidere er der udført et plot af vægski-

ven i deformeret tilstand, se figur 45. Herpå er også hovedspændingernes størrelser og retninger automatisk indtegnet, således at man hurtigt og bekvemt kan opsøge de kritiske punkter. Eksemplet er gengivet efter [13].

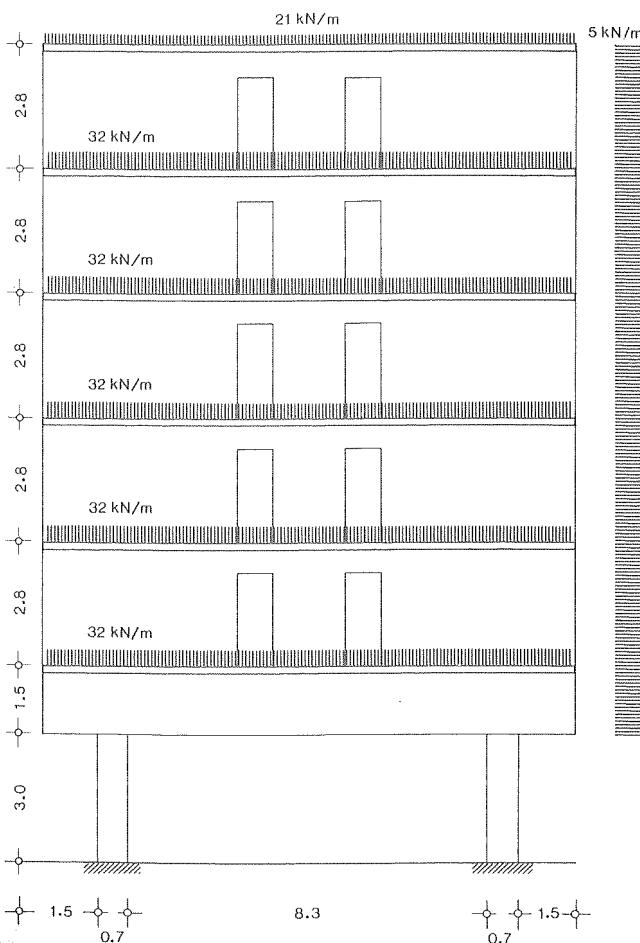


Figur 45. Automatisk udført tegning (plot) af vægskiven i linie 2 med overdrevne knudeflytninger. Hovedspændingerne er angivet ved streger; dobbeltstreg er tryk, enkeltstreg træk. Den punkterede kontur af udeformeret skive er tilføjet manuelt.

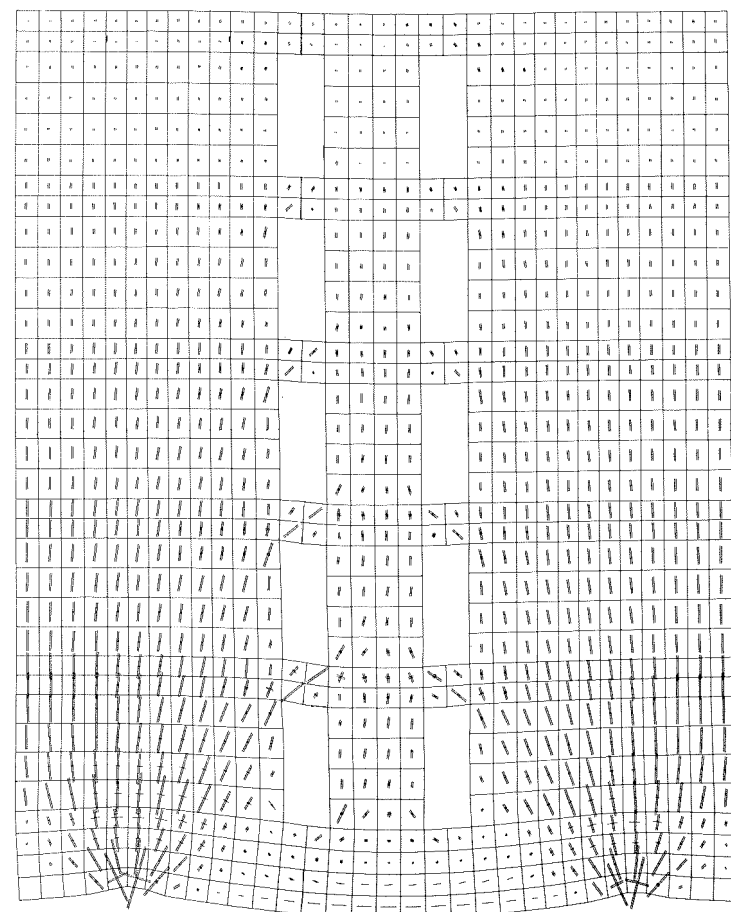
Eksempel 5: Beregning af spændingsfordeling i søjleunderstøttet vægskive

Figur 46 viser en bærende væg, som står på to søjler og er påvirket af lodret og vandret last. En manuel beregning kunne gennemføres ved at betragte skiven som sammensat af selve væggen ned til underste dæk, den høje bjælke under underste dæk samt de to søjler. Man kunne antage, at den høje bjælke var helt stiv, således at den lodrette last fra væggen blev jævnt fordelt over bjælkens længde. En sådan beregning ville dog medføre en meget betydelig overdimensionering af bjælken, idet væggen normalt vil være meget stivere end bjælken, således at bjælken aflastes ganske væsentligt.

Væggen er derfor beregnet ved hjælp af NARC-SLICE, som er identisk med NARC-SLISTRUC, blot uden mulighed for etablering af »connections«. Figur 47 viser en del af beregningsresultatet, nemlig et plot af den deformerede vægskive med indtegnede hovedspændinger. Det ses, at lasten hovedsageligt føres ud til søjlerne ved buevirkning i væggen, mens bjælkens vigtigste funktion er at være trækband.



Figur 46. Bærende tværvæg i bygning med åben underetage.



Figur 47. Plot af vægskiven i figur 46 med deformationer og hovedspændinger. Kraftforløbet ses tydeligt.

Lokalbrud

De tre foregående afsnit handler om metoder, som er udviklet primært med henblik på analyse af en konstruktion i normalsituationen. I dette afsnit redegøres for en metode, som specielt sigter mod analyse af en konstruktion med lokalbrud.

Såvel den lokalbrudte konstruktions geometri som dens laster er ifølge sa-

gens natur udtryk for temmelig vilkårligt valgte antagelser. Endvidere er det meget vanskeligt at fastsætte realistiske værdier for en lokalbrudt konstruktions styrkeparametre. Det er derfor klart, at der ikke stilles særlig store nøjagtighedskrav til en beregningsmetode, som skal anvendes i lokalbrudsituationen.

Den sædvanlige fremgangsmåde er, at man ser bort fra de dynamiske virkninger af en pludselig fjernelse af de pågældende konstruktionsdele. Man

gennemfører da en statisk undersøgelse af den tilbageblevne del af konstruktionen, som om de ødelagte konstruktionsdele var blevet fjernet ganske forsigtigt eller aldrig havde været der.

De overordnede snitkræfter og reaktioner, der optræder i den skadede konstruktion, bør vælges i nærheden af den elasticitetsteoretiske løsning. Dette betyder, at bestemmelsen afhænger alene af bygningens hovedgeometri og ikke af konstruktionsdetaljer.

Den lokale snitkraftfordeling, dvs snitkræfterne i nærheden af lokalbruddet, bør derimod bestemmes under hensyn til de specielle konstruktive forhold som armeringsføring, fuger og lignende.

Overordnede snitkræfter og reaktioner på den skadede væg

På figur 48 er vist en bærende væg, hvor en del af væggen i underste etage mangler. Den skadede væg søger at bøje ud til højre. Dette modvirkes til en vis grad af dækkene, der er understøttede i vandret retning af bygningens øvrige vægge. Mellem den skadede væg og de tilstødende dæk opstår der vandrette forskydningskræfter i samlingslinien.

I [14] er der angivet udtryk til bestemmelse af de overordnede snitkræfter og reaktioner, der virker på den skadede væg. Udtrykkene er fremkommet ved generalisering af et antal beregninger efter elementmetoden. Med god tilnærmelse kan de vandrette forskydningskræfter, der påvirker den skadede væg, bestemmes af følgende udtryk:

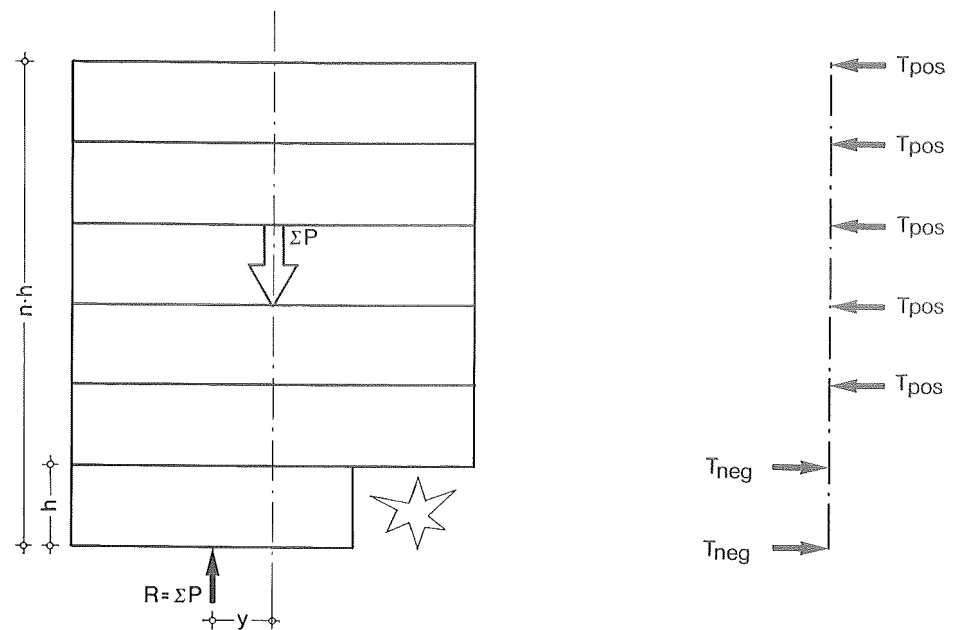
$$T_{neg} = \frac{y \cdot \Sigma P}{h(n+1)}$$

$$T_{pos} = \frac{2y \cdot \Sigma P}{h(n+1)(n-1)}$$

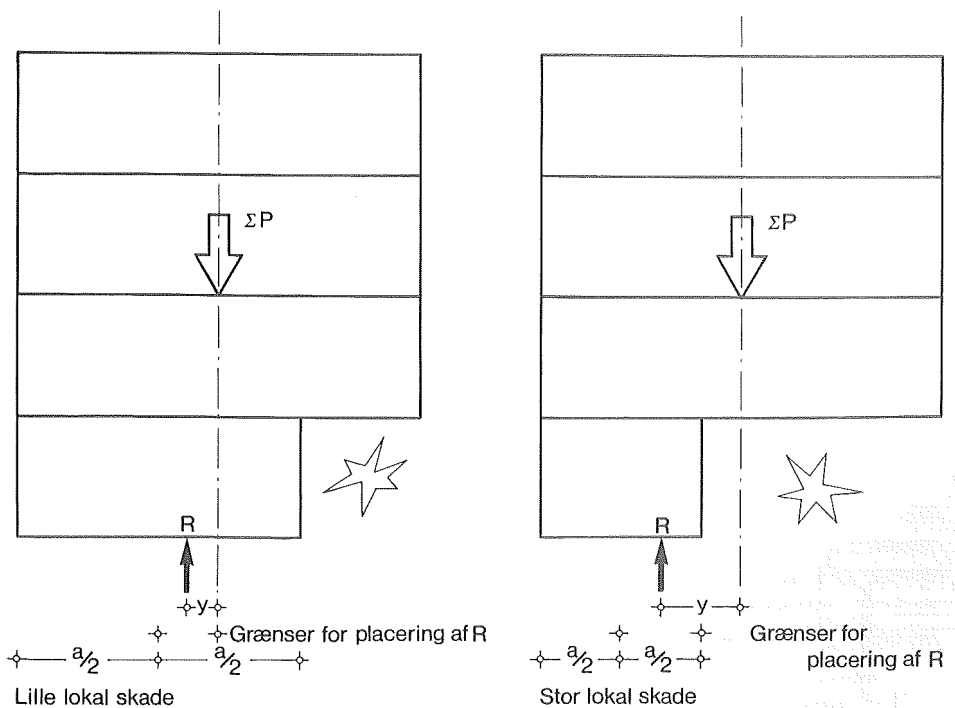
De anvendte symbolers betydning fremgår af figur 48, som viser væggen fra og med etagen med lokalbruddet til og med bygningens øverste etage.

Før $3 \leq n \leq 8$ kan udtrykkene anvendes direkte. For $n > 8$ indsættes $n = 8$ i udtrykkene, idet de elastiske beregninger viste, at der kun er meget små vandrette forskydningskræfter i de dæk, der ligger mere end 8 etager over lokalbruddet.

Excentriciteten y skal vælges inden for de grænser, der er angivet på figur 49. Desuden skal resultantens place-



Figur 48. Vandrette forskydningskræfter mellem dækkene og den skadede væg.



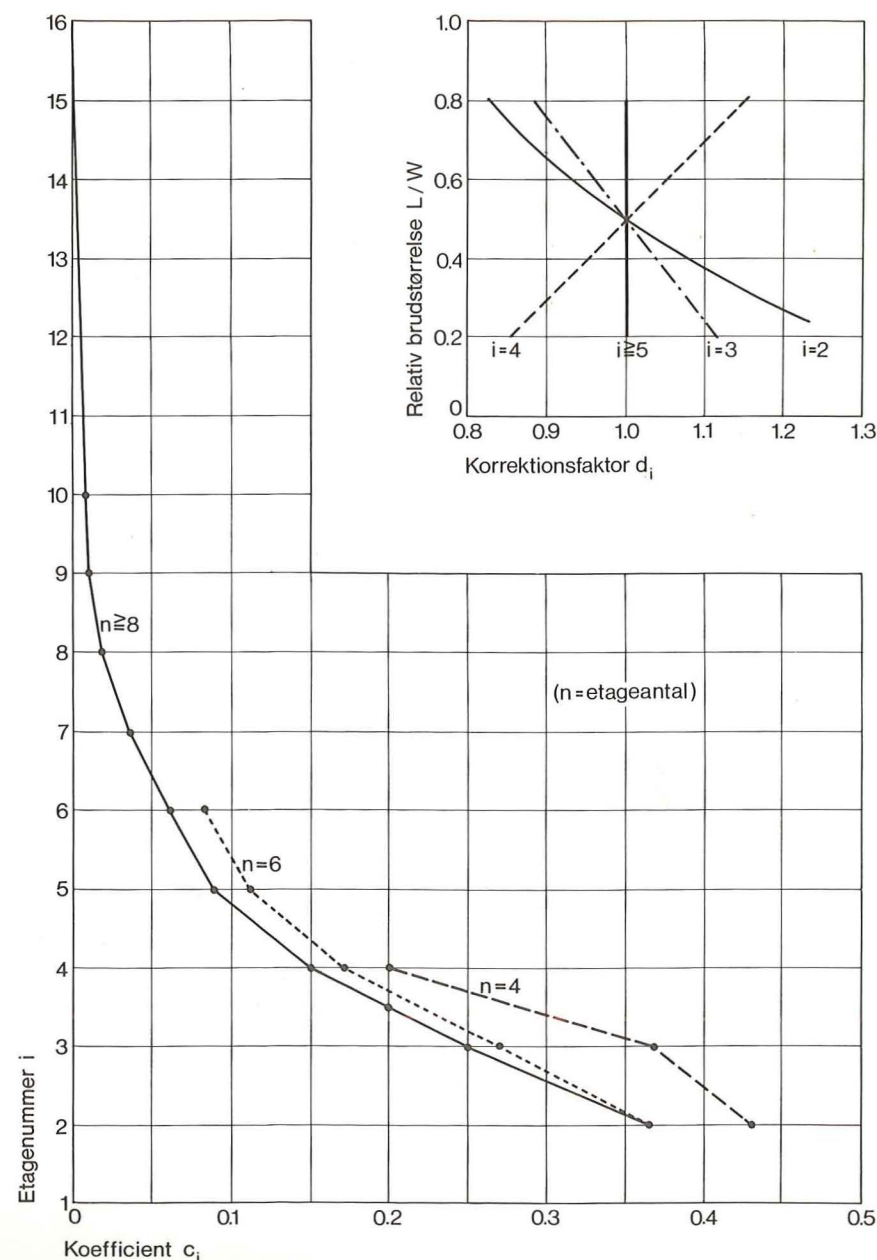
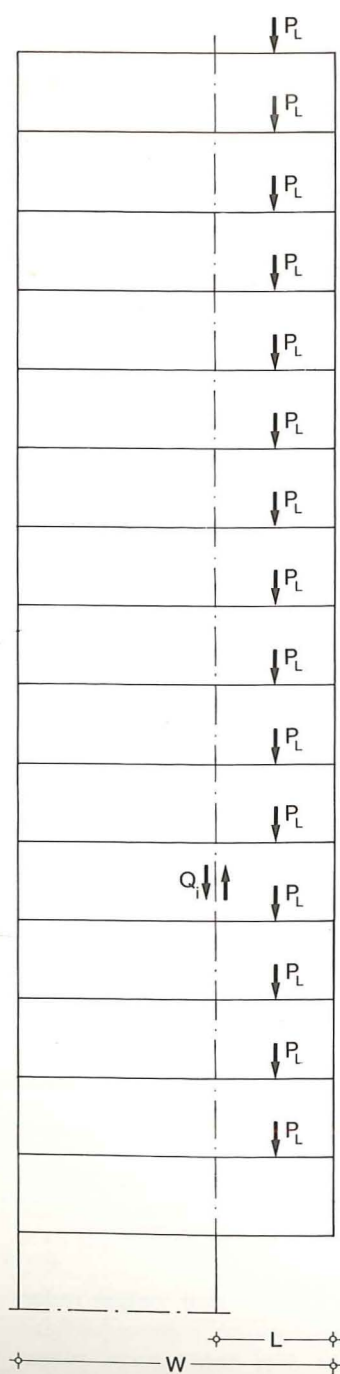
Figur 49. Grænser for placering af reaktionens resultant.

ring vælges således, at der kan dannes et tilstrækkelig stort trykareal. I de fleste tilfælde vil det være passende at vælge at placere resultanten i midten af det angivne interval.

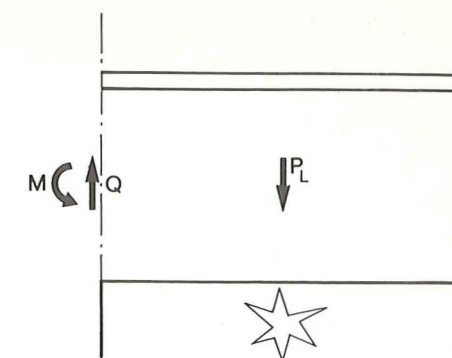
Som regel vil det være tilstrækkeligt at undersøge en given væg for lokalbrud dels i underste etage, dels 3-4 etager fra toppen. Resultaterne er uafhængige af antallet af etager under lo-

kalbruddet. Dette betyder fx, at et otteetages hus med et lokalbrud i den fjerde etage regnet fra toppen kan behandles som et fireetages hus med et lokalbrud i nederste etage.

Figur 50. Væg med lokalbrud. Model 1: homogen væg. Kurverne angiver faktorerne c_i og d_i , som benyttes til bestemmelse af forskydningskræfterne Q_i i det lodrette snit over lokalbruddets inderste kant.



Figur 51. Udkraget vægdel over lokalbrud. Model 2: etagevis bæring.



Lokale snitkræfter

Ud over den overordnede kraftfordeling må man bestemme de mere lokale snitkræfter og spændinger. For at kunne gøre dette må man tage hensyn til de helt lokale konstruktive forhold, dvs armeringsføring, eventuelle fugers placering og art og den måde, hvorpå lasten angriber. Man er således nødt til at operere med flere forskellige beregningsmodeller. Der skal her omtales to ydertilfælde, nemlig model 1, den homogene, elastiske væg og model 2, en væg, hvori lasten på den udkragede vægdel føres ind til den uskadte vægdel etage for etage.

Model 1: Den homogene, elastiske væg

Snitkræfterne i lineærelastiske skivekonstruktioner kan enkelt og nøjagtigt bestemmes ved hjælp af edb-programmer baseret på elementmetoden, fx NARC, der er omtalt i afsnittet *Elementmetoden*.

I [14] er angivet et udtryk til bestemmelse af snitkræfterne i det lodrette snit i væggen over lokalbruddets inderste kant. Dette udtryk er fundet ved generalisering af en række beregninger udført med NARC programsættet og har derfor samme forudsætninger og begrænsninger som NARC. Den vigtigste forudsætning er antagelsen om homogenitet og elasticitet, hvilket i realiteten udelukker forekomst af revner og store deformationer. De angivne snitkraftfordelinger vil derfor passe bedst, hvis der anordnes en sammenholdsarmering i alle retninger, således at ingen områder eller retninger er specielt svage. Model 1 vil derfor være bedre egnet til monolitiske konstruktioner af armeret beton end til konstruktioner bestående af præfabrikerede betonelementer.

Forskydningskraftfordelingen i et lodret snit i den lokalbrudte væg over lokalbruddets inderste kant kan bestemmes af udtrykket

$$Q_i = c_i d_i \Sigma P_L$$

hvor Q_i er forskydningskraften i etage nr i , c_i er en koefficient, der afhænger af etagens nr i i forhold til lokalbruddet, d_i er en korrektionsfaktor for forskydningskraften i de nederste tre etager over lokalbruddet, og P_L er den lodrette last pr etage - dvs væggenes egenlast samt egen- og nyttelast fra dækket ovenover - på den del af væggen, der er kraget ud over lokalbruddet.

Faktorerne c_i og d_i er vist i figur 50 som funktioner af etagenummer og relativ brudstørrelse.

I de tilfælde, hvor dækket over lokalbruddet regnes at hænge fast i væggen ovenover, bør lasten fra dette dæk regnes båret af væggen i etage 2 alene. Dette betyder, at den værdi for forskydningskraften i etage nr 2, der fås af udtrykket ovenfor, skal forøges med lasten fra dækket.

Tryknormalkraften i det lodrette snit er endnu mere koncentreret til området lige over lokalbruddet. Det er almindeligvis en tilstrækkelig god tilnærmelse at sætte normalkraften til 0 over hele snittet undtagen i den nederste halve etage over lokalbruddet. I denne halve etage kan normalkraften sættes lig forskydningskraften, således at kraftresultanten over denne strækning får en hældning på 45° med vandret.

De snitkræfter, der findes af det oven for angivne udtryk i forbindelse med kurverne i figur 50, er som nævnt tilnærmelser til de snitkræfter, der kan findes ved brug af elementmetoden på den konkrete konstruktion. Der er andre parametre, der har nogen indflydelse på resultaterne, og der kan ved et uheldigt sammenfald af parametre op-

træde ret store afvigelser fra tilnærmelsesudtrykket. I [14] er der i et appendix givet resultaterne fra en række gennemregnede konkrete eksempler, således at nøjagtigheden herved kan vurderes.

De udtryk og kurver, der er angivet ovenfor, kan anvendes direkte til bestemmelse af snitkræfter for hver mulig placering af lokalbruddet. Almindeligvis vil det være tilstrækkeligt at tage et par placeringer af lokalbruddet i regning, nemlig i underste etage og 3-4 etager fra toppen, idet disse placeringer oftest vil være dimensionsgivende for sammenholdsarmeringen, der herefter gøres ens i alle etager.

Model 2: En væg, hvori lasten på den udkragede vægdel føres ind til den uskadte vægdel etage for etage

I traditionelt, dansk skiveelementbyggeri findes der i niveau med overkant dæk en uarmeret glat fuger. I tilfælde af lokalbrud vil der sandsynligvis forekomme adskillelse eller glidning i denne fuger, og der vil danne sig et bærende system, i hvilket lasten på de udkragede vægdele bæres ind til den uskadte vægdel etage for etage, idet der dannes en serie etagehøje udkragede bjælker. På figur 51 er vist en sådan udkraget vægdel med last og snitkræfter.

Snitmomentet optages som en trykkraft i betonen og en trækraft i den armering, der almindeligvis placeres i etagekrydsfugen. Det må ved en passende armering sikres, at trækraften kan føres ned til vægelementet.

Denne beregningsmodel er meget simpel at anvende, blandt andet fordi etagerne, både last- og styrkemæssigt, er uafhængige af hinanden. I afsnittet *Bæreevne af en lokalskadet væg* er der nærmere redegjort for beregning af de nødvendige armeringsmængder og af forskydningsbæreevnen.

Ekstra påvirkninger i resten af bygningen

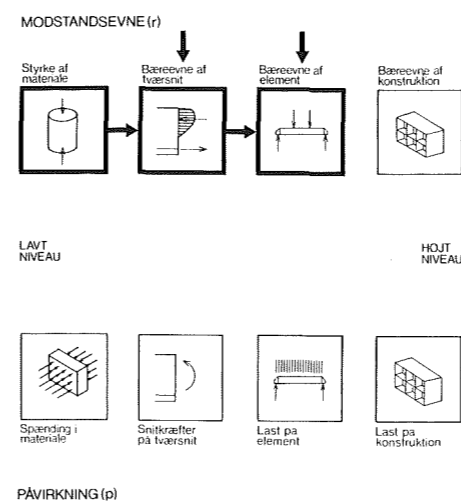
Efter at de vandrette forskydningskræfter mellem den skadede væg og de tilstødende dæk er bestemt, må det videre kraftforløb i resten af den intakte konstruktion – i første omgang forskydningskræfterne mellem dækkene og de øvrige vægge – bestemmes. Forholdet mellem stivhederne af vægge og dæk vil afgøre, hvor langt væk fra den lokalbrudte væg, det ændrede kraftbillede vil kunne mærkes. Eksempelvis vil der være en effekt langt fra den skadede væg, hvis dækkene er stive i forhold til væggene, mens slappe dæk vil lade virkningen klinge ud i løbet af få dækfag.

Når fordelingen af dækkenes reaktioner fra de intakte vægge er skønnet, kan dækkenes skivesnitkræfter bestemmes. Til dimensionering af armeringen vil stringermodellen (se SSI-Konstruktionsprincipper) ofte være et oplagt hjælpemiddel, idet den gennemgående armering – efter hidtidig praksis – som regel placeres i fugerne mellem de rektangulære dækelementer (forskydningsfelter).

Lokalbrud i midten af væggen

Den beskrevne beregningsmetode kan benyttes til bestemmelse af snitkræfter og spændinger i en bygning, hvor et lokalbrud er opstået i kanten af en væg. Hvis lokalbruddet placeres midt i en væg, er problemet formodentlig mindre kritisk, hvis blot de resterende vægdele ikke bliver udsat for trykbrud, idet væggen over hullet ofte kan bæres ved hjælp af buevirkning.

Bæreevne



Figur 52. Kapitlet Bæreevne handler dels om prøvning af elementers og tværsnits bæreevne (dvs udførelse af bæreevneforsøg), dels om metoder for beregning af bæreevnen på højere niveauer end materialestyrken.

I kapitlet *Beregningsmodeller og -metoder* er angivet forskellige metoder til bestemmelse af snitkræfter og spændinger i konstruktionen på basis af de forudsatte laster. Tilbage står spørgsmålet, om konstruktionen kan modstå de beregnede påvirkninger.

Konstruktionens bæreevne udtrykkes kvantitativt ved modstandsevner på forskellige niveauer, jf figur 6. Med tilstrækkeligt kendskab til disse modstandsevner kan der foretages en konstruktionsvurdering på forskellige niveauer. Eksempelvis kan den målte bæreevne af en komponent stilles over for den last, som denne komponent regnes udsat for, eller komponentmaterialets styrkeegenskaber kan stilles over for de spændinger, som optræder i selve komponenten.

Normalt vil påvirkningerne være bestemt med større og større usikkerhed, efterhånden som lasten på konstruktionen som helhed ved beregning omsættes til påvirkninger på mindre og mindre dele af konstruktionen.

Bæreevnen af komponenter og samlinger mellem komponenter bestemmes

ofte ved tilsvarende, modsat rettede beregninger på grundlag af de indgående delmaterialers egenskaber. I en række situationer medfører denne omregning mindre usikkerheder end den tilsvarende beregning på påvirkningssiden. Dette gælder fx for beregningen af et dækelements bøjningsbæreevne på basis af betonens styrke, armeringens flydespænding og tværsnittets geometri.

I andre situationer er de beregningsmodeller, som man har til rådighed for en given komponent eller samling, så dårlige, at også en beregningsmæssig bæreevnebestemmelse skønnes at være for usikker. Det har derfor været nødvendigt at gennemføre forsøg til bestemmelse af visse komponenters og samlingers bæreevner og i videst muligt omfang også disse bæreevners afhængighed af delmaterialernes styrke og konstruktionens geometri.

Bæreevnebestemmelse ved prøvning

Ved vurderingen af en komponent eller en samling på grundlag af bæreevneforsøg skal man først bestemme den *karaktéristiske værdi* for bæreevnen på grundlag af forsøgene. Derefter skal man bestemme den *regningsmæssige værdi* ved division af den karakteristiske værdi med en given partialkoefficient. Endelig skal man sammenligne den regningsmæssige bæreevne med den regningsmæssige påvirkning.

I betonnormen [16], pkt 5.3 er angivet, hvorledes den regningsmæssige bæreevne kan bestemmes ved prøvning af komponenter eller samlinger. Det forudsættes her, at bæreevnen bestemmes ved prøvning af et passende antal ens eksemplarer af det pågældende emne (komponent eller samling). Prøvningen kan enten foretages på emner, der er udtaget tilfældigt af den løbende produktion, eller på specielt fremstillede forsøgsemner, der har samme betontrykstyrke og samme armering som de emner, de skal repræsentere. Normen foreskriver endvidere, at der skal tages hensyn til unøjagtigheder i lastens placering og konstruktionens geometri.

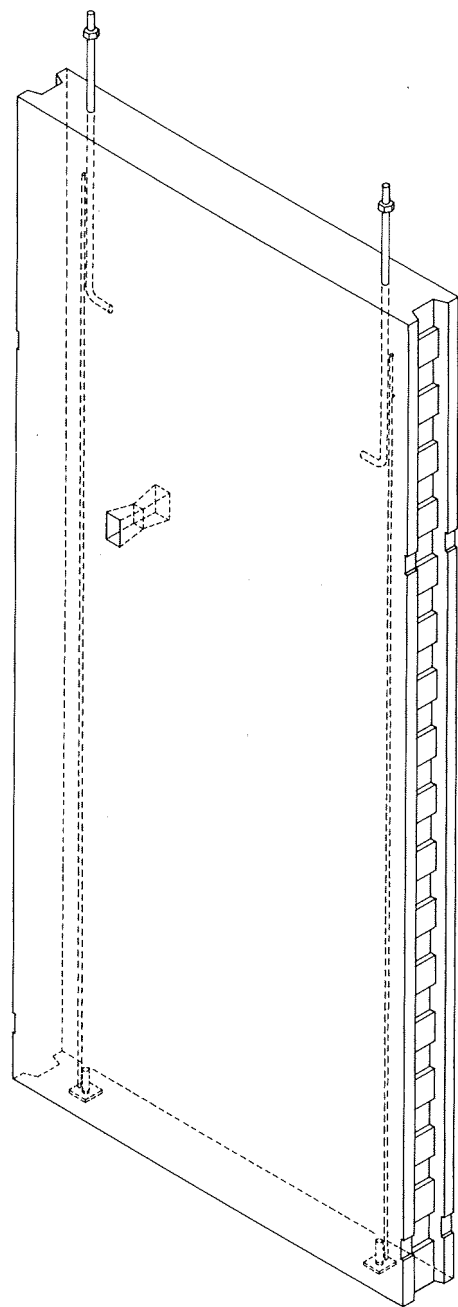
Når disse betingelser er opfyldt, bestemmes den karakteristiske værdi på sædvanlig måde som $P_k = P_m - k \cdot s$, og den regningsmæssige værdi bestemmes ved division af den karakteristiske med partialkoefficienten 1,3 for armeret beton og 1,82 for uarmeret beton.

Umiddelbart kunne det altså se ud, som om udførelse og vurdering af bæreevneforsøg var en veldefineret og eentydig sag. Imidlertid viser det sig i praksis, at der alligevel ofte er en række spørgsmål, der skal tages stilling til, før den regningsmæssige bæreevne af en komponent eller en samling kan fastlægges.

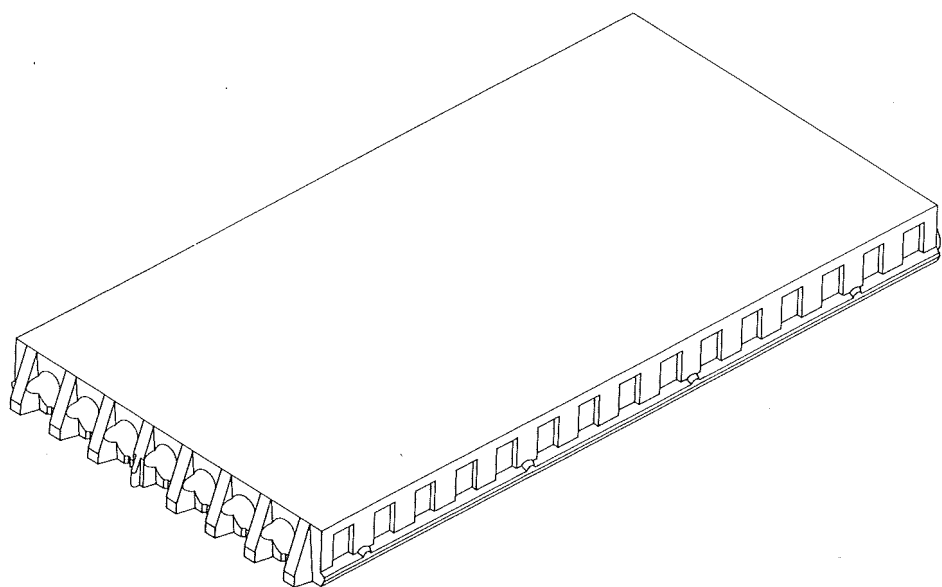
Blandt andet fremgår det ikke af normen, hvordan man i forsøgsopstillingen skal tage hensyn til unøjagtigheder i belastningens placering og konstruktionens geometri. Det foreskrives, at der skal fastsættes tolerancer for de geometriske størrelser, som bæreevnen er særligt følsom over for. Heraf kan man nok slutte, at forsøgsemnets geometri eller belastningspåførelse skal arrangeres svarende til de ugunstigste af værdierne i de pågældende størrelses toleranceområder. Men det fremgår ikke af normen, om basismål $\pm 1/2$ tolerance skal opfattes som karakteriske eller regningsmæssige mål, altså om tolerancen skal multipliceres med en partialkoefficient eller ej. Det fremgår heller ikke, hvorledes tolerancerne skal kombineres.

I mange situationer afhænger bæreevnen (maximumværdien for den *primære* kraftpåvirkning) af størrelserne af de øvrige – *sekundære* – kræfter, der samtidig påvirker samlingen eller komponenten. Det kan være ret vanskeligt at overskue, hvilke kombinationer af primær kraft, sekundære kræfter og målafvigelse, der er værst for en samling, og hvilke, der er så usandsynlige, at de ikke bør medregnes.

Fastsættelsen af forsøgsbetingelserne må derfor foretages på grundlag af en kvalificeret vurdering af de betydende parametre i den konkrete situation. Denne vurdering må normalt foretages i samråd med den bygningsmyndighed, hvis godkendelse man søger.



Figur 53. Typisk udformning af et såkaldt standardvægelement med fortandede lodrette fugekanter og glatte vandrette fugekanter. Det viste element er ca 2,6 m højt, 0,15 m tykt og kun 1,2 m bredt, mens grundtyperne normalt er 2,4 eller 3,6 m brede. Typiske tykkelser er 150 mm, 180 mm og 230 mm.



Figur 54. Typisk udformning af et såkaldt standarddækelement. Det viste element er 1,2 m bredt, 2,4 m langt og 0,18 m tykt. Typiske tykkelser er 180, 185, 215, 220 og 235 mm, og bredden kan være 1,2 m eller 2,4 m. Længden, som er et multiplum af 0,3 m, er normalt højst 5,4 m ved 180 mm tykke elementer med slap armering, mens man med 235 mm tykke elementer med spændarmering går op til 9,6 m. Bemærk, at samtlige sammenbygningsflader er profile-rede. Vederlagssiderne er forsynet med såkaldte bærekaster pr 150 mm. Hovedarmeringen ligger også pr 150 mm og er fortsat ud i bærekasterne. Langsiderne er forsynede med en profilering, som muliggør overførsel af både lodrette og vandrette forskydningskræfter.

Sådanne vurderinger har hidtil i de fleste tilfælde ført til, at man, for at bestemme en given komponents eller samlings bæreevne, ikke har udført en række ens forsøg, men i stedet har ændret udvalgte parametre fra forsøg til forsøg for at undersøge bæreevnens følsomhed over for ændringer af disse parametre.

Lokalbrud

Visse snitkræfter i en konstruktions elementer og samlinger er i normal-situationen så små, at man ikke har behovet at interessere sig for den tilsvarende bæreevne. I en lokalbrudsituation, hvor kraftforløbet ofte er utraditionelt, og hvor man accepterer meget store deformationer, kan nogle af disse snitkræfter blive så store, at de

kan blive afgørende for den lokalbrudte konstruktions bæreevne eller stabilitet. Eksempler herpå er vridningspåvirkninger på dækelementer og store lodrette forskydningskræfter på langsgående dækfuger.

De styrkeparametre, der er af betydning specielt i lokalbrudsituationen, har kun i begrænset omfang været genstand for eksperimentelle undersøgelser. I øjeblikket er det derfor kun muligt at angive relativt få oplysninger om disse.

Standardbetonelementers fugegeometri

En række danske betonelementfabrikker fremstiller betonelementer, der er udformede som vist på figur 53 og 54. Der er små forskelle på detaljerne fra

fabrikat til fabrikat, men disse forskelle kan antages at være uden betydning for styrken af elementer og samlinger. De viste udformninger er ikke optaget som Dansk Standard, og også andre elementtyper produceres industrielt her i landet, men de viste typer er så almindeligt anvendte, at de ofte benævnes standardelementer. De bæreevneforsøg, der er beskrevet i dette kapitel, har relation til disse standardelementer og deres samlinger.

Det almindelige danske skivebyggeri indeholder i hovedsagen tre principielt forskellige udstøbningssamlinger, nemlig den vandrette samling mellem bærende vægge og dæk (etagekrydset), den lodrette samling mellem vægelementer indbyrdes (vægfugen) og den vandrette samling mellem dækelementer indbyrdes, parallelt med elementernes længdeakser (dækfugen).

Vægelementers bæreevne

Vægelementernes statiske funktion i det færdige bygværk er primært at overføre de lodrette laster til fundamentet. Vægelementerne må derfor i statisk henseende primært opfattes som søjler. Den teoretiske beregning af sådanne søjlers bæreevne over for central aksial påvirkning og over for aksial påvirkning med givne excentriciteter er et emne, som er udførligt behandlet i litteraturen.

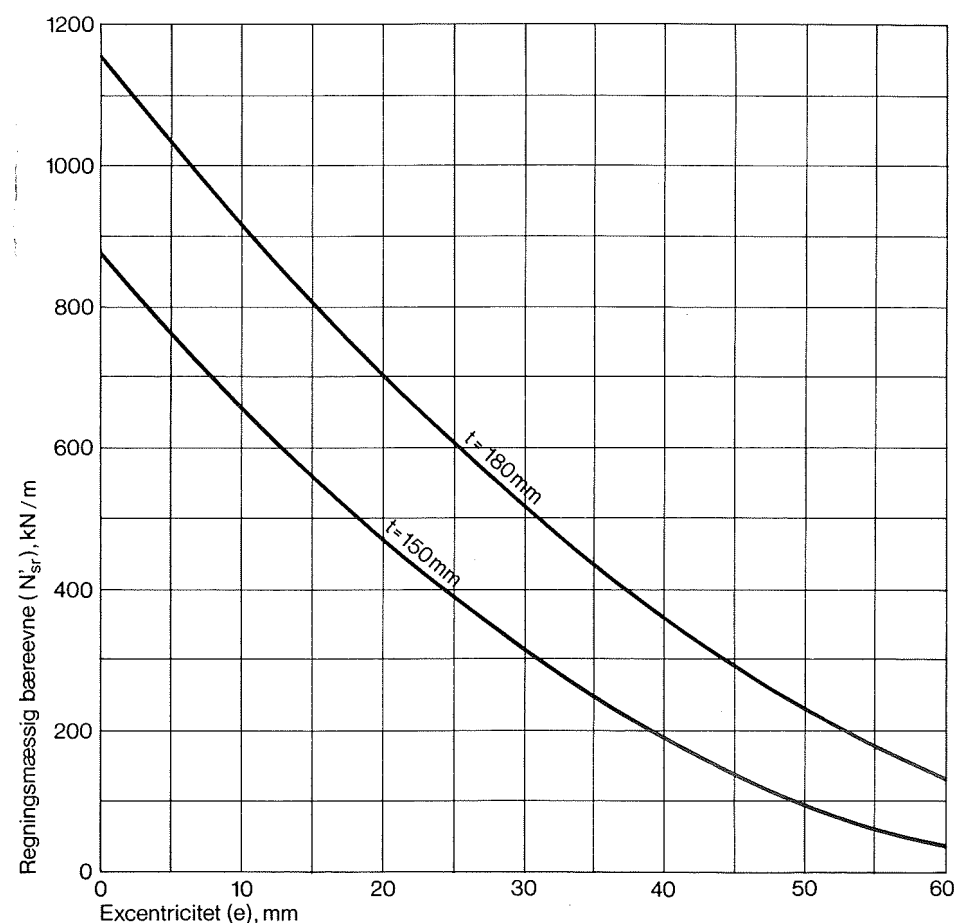
I denne sammenhæng er det helt afgørende spørgsmål imidlertid størrelsen af den excentricitet, med hvilken lasten påvirker den enkelte væg i den sammenbyggede konstruktion. Dels vil målafvigelser kunne medføre, at vægelementer anbragt over hinanden ikke har deres lodrette symmetriplaner beliggende i samme plan. Afvigelser på placeringen af dækelementerne kan endvidere medføre, at den kraftoverførende fugebeton i etagekrydset er placeret excentrisk i forhold til væggene. Endelig påføres væggene et moment af ukendt størrelse i såvel top som bund hidrørende fra vinkeldrejninger af dækelementernes ender.

De nævnte forhold medfører, at en bestemmelse af bæreevnen af den i konstruktionen indbyggede væg er behæftet med temmelig stor usikkerhed, idet selv små excentriciteter vil medføre en betydelig reduktion af væggenes bæreevne, se figur 55. På den anden side er det sådan, at når væggen får en udbøjning, får dens over- og underside vinkeldrejninger, som i mange tilfælde vil medføre, at lastens excentricitet reduceres. Endvidere giver placeringen af vægelementer ved hjælp af montagebolte en ret god centering.

I vejledningen til betonnormen [16] er der i V 6.4.3 angivet to forslag til fastsættelse af excentriciteter. Det følgende eksempel illustrerer anvendelsen af disse forslag.

Eksempel 7

Figur 56 viser en bærende væg i etage 1 i et 8-etagers hus. Væggen er udført af uarmeret beton i kontrolklasse II med en karakteristisk trykstyrke $\sigma_{bk} = 20 \text{ MN/m}^2$, dvs $\sigma_{br} = 20/2,5 = 8 \text{ MN/m}^2$. Dens højde og tykkelse er hhv $l_s = 2,6 \text{ m}$ og $t = 150 \text{ mm}$, og den danner vederlag for dækelementer med spændvidderne 3,6 m og 5,4 m. Basismålet for vederlagsdybden er 65 mm. Dækelementernes egenlast udgør $3,6 \text{ kN/m}^2$,



og den regningsmæssige nyttelast udgør ligeledes $3,6 \text{ kN/m}^2$. Væggenes egenlast er $3,45 \text{ kN/m}^2$.

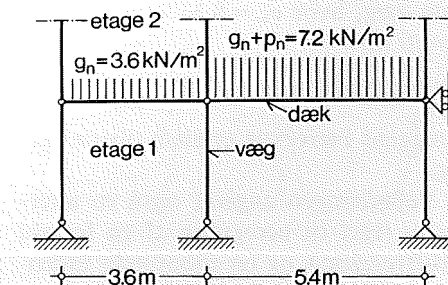
Svarende til vejledningens første regel antages det, at lasten fra de øverste syv etager angriber toppen af væggen langs en linie, som er forskudt 10 mm til højre i forhold til væggens midtlinie, og at reaktionen på væggens underside ligeledes er forskudt 10 mm til højre. Endvidere antages det, at dækelementerne er forskudt længst muligt til højre i deres toleranceområde, dvs 10 mm fra den teoretiske placering, at dækelementernes reaktioner virker i understøtningsfladernes trediedels-punkter, samt at der er fuld last på højre dækelement og kun hvilende last på venstre dækelement. Antagelsen om maximal last på højre dækelement og minimal på venstre har ingen basis i norm eller vejledning, og kombinationen af denne lastfordeling og maksimale excentriciteter bør muligvis betragtes som et ekstraordinært lasttilfælde. I dette eksempel er bidraget dog uden større betydning for den resulterende excentricitet.

Dækkene over etagerne 2 til 7 er alle regnet påvirket med egenlast + $\frac{1}{3}$ nyttelast, i alt $4,8 \text{ kN/m}^2$, jf DS 410, 1. udgave, og tagpladen (dæk over etage 8) er regnet påvirket med den samme last.

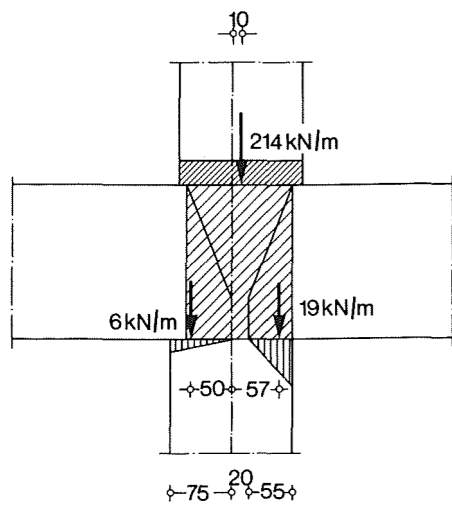
Figur 55. Den regningsmæssige bæreevne af 2,6 m høje, uarmerede, lodret belastede vægelementer med tykkelserne 150 og 180 mm, optegnet som funktion af lastens excentricitet.

Grundlag: formel V 6.4.2.6 i vejledningen til DS 411, 2. udgave.

Forudsætning: Regningsmæssig betontrykstyrke $\sigma_{br} = 8 \text{ MN/m}^2$. Bæreevnen er i øvrigt direkte proportional med trykstyrken.



Figur 56. Bærende væg og dæk i nederste etage af en bygning. Den midterste væg skal undersøges. Den største excentricitet af lasten fra dækkene fås, når det længste dæk bærer maximum last, og det korteste dæk minimum last.



Figur 57. Etagekrydset over den bærende væg i etage 1, jf figur 56. Kræfternes excentriciteter er målt ud fra den betragtede vægs midterlinie, og er angivet i mm.

Væggen i etage 1 påvirkes således med de på figur 57 viste kræfter på oversiden. Deres resultant er:

$$N_r' = 239 \text{ kN/m}, e = 12 \text{ mm.}$$

Reaktionen på væggen underside bliver:

$$R_r = 239 + 2,6 \cdot 3,45 = 248 \text{ kN/m}, e = 10 \text{ mm.}$$

Excentriciteten hidrørende fra væggen forhåndskrumning og eventuelle temperatur- og svindifference regnes at være $e_2 = 2600/500 = 5 \text{ mm}$, jf punkt 2 i vejledningens første regel.

De afgørende størrelser for væggen dimensionering bliver da:

$$N_r' = \frac{1}{2}(239 + 248) = 244 \text{ kN/m}, e = \frac{1}{2}(12 + 10) + 5 = 16 \text{ mm.}$$

Ifølge figur 55 er bæreevnen for en 150 mm væg, hvor $\sigma_{br} = 8 \text{ MN/m}^2$ og $e = 16 \text{ mm}$:

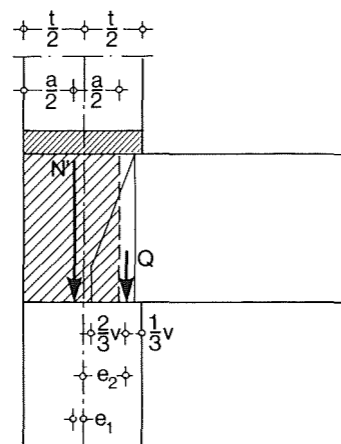
$$N_{r,r} = 545 \text{ kN/m.}$$

Væggen bæreevne er altså tilstrækkelig.

Vejledningen angiver også en alternativ regel til beregning af en formel kraftresultant og en tilhørende excentricitet. Ifølge denne regel fås, jf figur 57:

$$N_r' = 214 + 4(12 + 19) + 1/2 \cdot 9 = 342 \text{ kN/m}, e = 15 \text{ mm,}$$

hvilket også ligger under bæreevnekurven i figur 55.



Figur 58. Eksempel på udformning af en samling, som medfører konstruktive excentriciteter for den lodrette last på et vægelement.

Internationale rekommandationer

De internationale organisationer CEB, CIB og UEATc har udgivet nogle rekommandationer for beregning og udførelse af skivebygninger af betonelementer, [18]. Heri er der angivet nogle mere udførlige regler for fastsættelse og kombination af excentriciteter end i vejledning til DS 411. For en ordens skyld skal det bemærkes, at rekommandationerne ikke har nogen normmæssig status i Danmark.

Rekommandationernes regler er ikke helt klare på alle punkter, men følgende principper kan dog udledes.

Der skelnes mellem konstruktive excentriciteter, tilfældige excentriciteter og excentriciteter fra overlejrrede påvirkninger.

Konstruktive excentriciteter refererer til, at den lodrette last på et vægelement eller den tilhørende reaktion på elementets underside kan angribe forskudt fra elementets midterplan (symmetriplan) som følge af samlingens geometriske udformning. Et eksempel herpå er vist på figur 58.

Tilfældige excentriciteter er bidrag til de lodrette lasters eller reaktioners excentriciteter stammende fra tilfældige afvigelser i elementernes form og placering.

Overlejrrede påvirkninger er i denne sammenhæng andre påvirkninger end lodret last, som fremkalder momenter i væggen. Rekommandationen nævner vindlast, jordskælvlast og temperaturdifferenser. Når man – som i sæd-

N' = resultant af påvirkning fra øvre vægelement
 Q = resultant af vederlagstryk fra dækelement
 a = fugebetonens gennemsnitsbredde ved oversiden af væggen
 v = vederlagsdybden

vanligt dansk montagebyggeri – regner med charniers i etagekrydsene, ses der bort fra temperaturdifferenser.

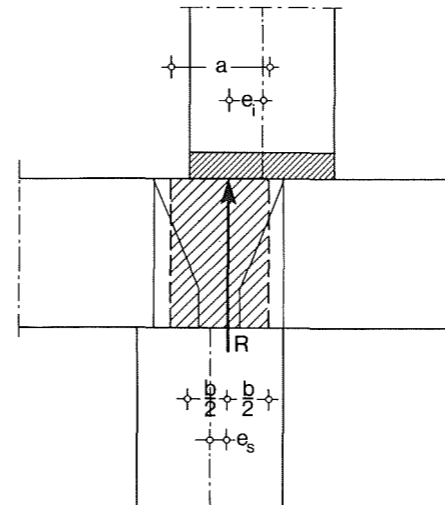
Wæggen randexcentriciteter, dvs afstandene mellem snitkraftresultant og væggen midterplan ved elementets over- og underside, bestemmes under den antagelse, at tilfældige randexcentriciteter overlejrer de konstruktive i den ugunstigste kombination. Endvidere antages det i almindelighed, at spændingerne er ensformigt fordelt over det mindste tværsnit i en samling, se figur 59. Påvirkninger fra dæk- eller bjælkevederlag regnes dog som regel angribende i vederlagets yderste trediedelspunkt. Randexcentriciteterne benævnes e_s og e_i , hvor indices refererer til de franske betegnelser supérieur (øvre) og inférieur (nedre).

Vægelementets afvigelse fra den plane form karakteriseres ved excentriciteten e_p , som er væggen udbøjning i middelhøjde, målt fra en ret linie mellem væggen under- og overside. Excentriciteten e_v fra vindlasten bestemmes som momentet fra vindlasten i væggen middelhøjde divideret med normalkraften i væggen. Excentriciteten e_r fra jordskælvlasten bestemmes ganske analogt. Den samlede regningsmæssige initialexcentricitet e_{or} , dvs excentriciteten i væggen middelhøjde uden søjlevirkningens tillægsudbøjninger, bestemmes da efter formelen:

$$e_{or} = \sqrt{0,3(e_p^2 + e_v^2) + 0,4 e_s e_i} + e_p + e_v + e_r$$

Den første funktion medfører, at dækelementerne udsættes for bøjningsmomenter og lodrette forskydningskræfter. Styrken over for bøjning kan bestemmes ved sædvanlige beregningsmetoder. Styrken over for forskydningspåvirkning er det derimod ikke muligt at bestemme ad teoretisk vej med en blot nogenlunde rimelig nøjagtighed. Til gengæld er dette forhold nogenlunde vel belyst gennem forsøg.

I en del af disse forsøg er det tilstræbt at simulere de understøtnings-



Figur 59. Bestemmelse af normalkraftens excentricitet i en vandret samling mellem vægelementer. Den effektive fugebredde b svarer til fællesarealet for de vandrette projek-

tioner af kontaktfladerne mellem elementer og fugebeton. Normalkraften antages at påvirke det effektive fugeområde centralt.

Excentriciteterne skal regnes med fortegn, og kvadratrodsleddet får samme fortegn som den numerisk største af værdierne e_s og e_i . De øvrige excentriciteter skal medtages i den situation, hvor de har samme fortegn som kvadratrodsleddet.

Hvis e_s og e_i har samme fortegn, kan kvadratrodsleddet med højst 10 pct fejl erstattes af middelværdien $\frac{1}{2}(e_s + e_i)$. Rekommandationen forudsætter altså reelt simpel addition af de enkelte bidrag til excentriciteten i væggen midte.

Dækelementers bæreevne

Dækkene i en bygning har i hovedsagen to funktioner i konstruktiv henseende, nemlig at overføre den lodrette last til de bærende vægge samt at fordele den vandrette last på de afstivende vægskiver.

Den første funktion medfører, at dækelementerne udsættes for bøjningsmomenter og lodrette forskydningskræfter. Styrken over for bøjning kan bestemmes ved sædvanlige beregningsmetoder. Styrken over for forskydningspåvirkning er det derimod ikke muligt at bestemme ad teoretisk vej med en blot nogenlunde rimelig nøjagtighed. Til gengæld er dette forhold nogenlunde vel belyst gennem forsøg.

I en del af disse forsøg er det tilstræbt at simulere de understøtnings-

R = reaktionens resultant
 a = fugebetonens gennemsnitsbredde ved oversiden af væggen
 b = mindste bredde af kraftoverførende tværsnit

betingselser, som dækelementet i praksis bliver udsat for. Erfaringsmæssigt vil kun nogle få af dækelementets knaster være i direkte kontakt med vægoversiden, se figur 60. I de forsøg, der er beskrevet i [19], understøttedes dækkets knaster derfor på et vederlag, der var således indrettet, at kun den ene hjørneknast havde kontakt med veder-

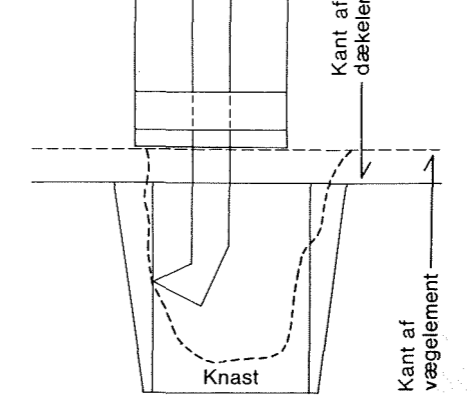
laget ved forsøgets start, mens de fire knaster i knastrækkens anden ende »svævede« 4–5 mm over vederlaget, se figur 61.

Efterhånden som lasten på elementet øgedes, dannedes der revner i rørvæggene mellem de langsgående udspæringer, og i takt hermed deformeredes dækelementet, således at flere og flere knaster fik kontakt med vederlaget, se figur 62. Bruddet opstod som et forskydningsbrud i rørvæggene bag knasterne, se figur 63.

Bæreevnen for en knastrække med otte knaster (1,2 m bredt element) prøvet på denne måde har vist sig at være ca 90 kN, se [19]. Da den endelige brudform involverer hele dækkets bredde (alle knasterne), er der grund til at forvente, at et 2,4 m bredt dækelement med seksten knaster vil have en bæreevne på ca det dobbelte under tilsvarende vederlagsbetingelser.

På grundlag af bl. a. de omtalte forsøg har boligministeriet udstedt generelle godkendelser af standarddækelementer på visse betingelser.

Betingelserne for godkendelse af knastvederlaget uden særlig eftervisning er, foruden visse krav til tolerancer og materialestyrker, at lasten højst må være som på et almindeligt boligdæk, at længden højst må være 5,4 m–6,0 m, afhængigt af tykkelsen, og at der skal foretages en særlig eftervis-



Figur 60. Vederlagsforhold for dækknaster. Et eksempel fra praksis. En undersøgelse af et dækvederlag med den viste føler gav det resultat, at knasterne nr 1, 2 og 8 lå fugebetonens begrænsning endog uden var i kontakt med vægelementets overside, mens de øvrige fem knaster »svævede« fra 1 til 3 mm over væggen. Det konstateredes

også, at udstøbningen af etagekrydsfugen med beton kun i ringe grad medførte understøtning af knasterne. I mange tilfælde var i kontakt med vægelementets overside, formodentlig fordi knasterne havde grater.

Figur 61. Etagekrydset over den bærende væg i etage 1, jf figur 56. Kræfternes excentriciteter er målt ud fra den betragtede vægs midterlinie, og er angivet i mm.

Figur 58. Eksempel på udformning af en samling, som medfører konstruktive excentriciteter for den lodrette last på et vægelement.

Figur 59. Bestemmelse af normalkraftens excentricitet i en vandret samling mellem vægelementer. Den effektive fugebredde b svarer til fællesarealet for de vandrette projek-

tioner af kontaktfladerne mellem elementer og fugebeton. Normalkraften antages at påvirke det effektive fugeområde centralt.

betingselser, som dækelementet i praksis bliver udsat for. Erfaringsmæssigt vil kun nogle få af dækelementets knaster være i direkte kontakt med vægoversiden, se figur 60. I de forsøg, der er beskrevet i [19], understøttedes dækkets knaster derfor på et vederlag, der var således indrettet, at kun den ene hjørneknast havde kontakt med veder-

laget ved forsøgets start, mens de fire knaster i knastrækkens anden ende »svævede« 4–5 mm over vederlaget, se figur 61.

Efterhånden som lasten på elementet øgedes, dannedes der revner i rørvæggene mellem de langsgående udspæringer, og i takt hermed deformeredes dækelementet, således at flere og flere knaster fik kontakt med vederlaget, se figur 62. Bruddet opstod som et forskydningsbrud i rørvæggene bag knasterne, se figur 63.

Bæreevnen for en knastrække med otte knaster (1,2 m bredt element) prøvet på denne måde har vist sig at være ca 90 kN, se [19]. Da den endelige brudform involverer hele dækkets bredde (alle knasterne), er der grund til at forvente, at et 2,4 m bredt dækelement med seksten knaster vil have en bæreevne på ca det dobbelte under tilsvarende vederlagsbetingelser.

På grundlag af bl. a. de omtalte forsøg har boligministeriet udstedt generelle godkendelser af standarddækelementer på visse betingelser.

Betingelserne for godkendelse af knastvederlaget uden særlig eftervisning er, foruden visse krav til tolerancer og materialestyrker, at lasten højst må være som på et almindeligt boligdæk, at længden højst må være 5,4 m–6,0 m, afhængigt af tykkelsen, og at der skal foretages en særlig eftervis-

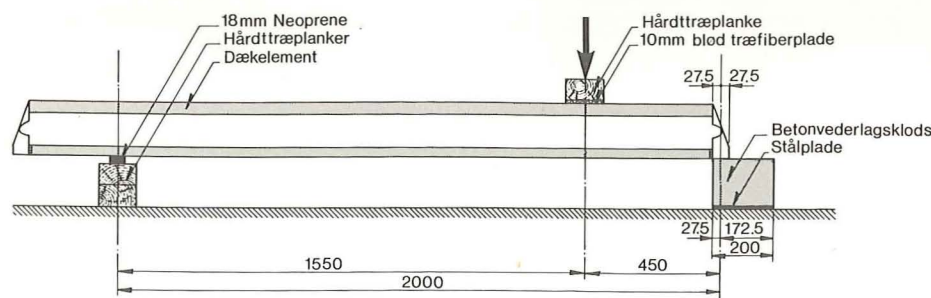
Figur 60. Vederlagsforhold for dækknaster. Et eksempel fra praksis. En undersøgelse af et dækvederlag med den viste føler gav det resultat, at knasterne nr 1, 2 og 8 lå fugebetonens begrænsning endog uden var i kontakt med vægelementets overside, mens de øvrige fem knaster »svævede« fra 1 til 3 mm over væggen. Det konstateredes

også, at udstøbningen af etagekrydsfugen med beton kun i ringe grad medførte understøtning af knasterne. I mange tilfælde var i kontakt med vægelementets overside, formodentlig fordi knasterne havde grater.

Figur 61. Etagekrydset over den bærende væg i etage 1, jf figur 56. Kræfternes excentriciteter er målt ud fra den betragtede vægs midterlinie, og er angivet i mm.

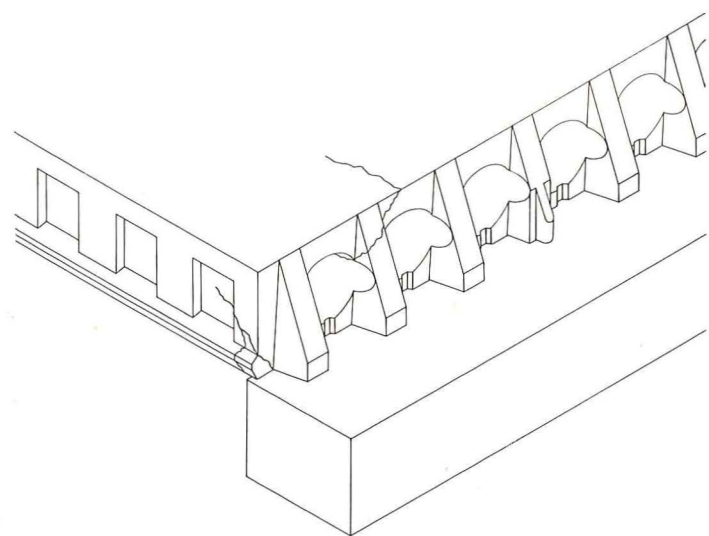
Figur 58. Eksempel på udformning af en samling, som medfører konstruktive excentriciteter for den lodrette last på et vægelement.

Figur 59. Bestemmelse af normalkraftens excentricitet i en vandret samling mellem vægelementer. Den effektive fugebredde b svarer til fællesarealet for de vandrette projek-



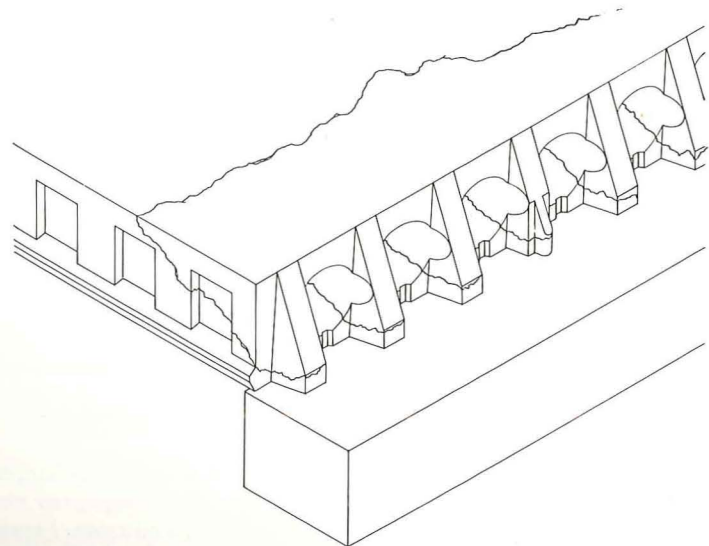
Figur 61. Eksempel på forsøgsopstilling til bestemmelse af dækknasters bæreevne. Vederlaget bestod af en præfabrikeret, 1,2 m lang betonklods. Svarende til et af de ugunstigste montageforhold, som kan tænkes at forekomme i praksis, var klodens overside udformet således, at kun én hjørneknastr understøttedes ved forsøgets begyndelse. I plademidten var »svævet« 5 mm, og ved den anden hjørneknastr 4 mm. Under belastningsprocessen formindskedes

disse »svæv« som følge af dækelementets vridning. Også neoprenstrimlens sammentrykning har dog - tilsigtet eller utilsigtet - medvirket til formindskelse af svævet. Lasten påførtes som en linielast i elementets tværretning, 450 mm fra vederlaget. Den overførtes gennem et charnier midt på belastningsbjælken, således at linielasten på elementet var ensformigt fordelt trods elementets vridnings- og bøjningsdeformationer.



Figur 62. Karakteristisk revnebillede fra et knastforsøg. De første revner dannes omkring den knast, der hviler på vederlaget. De medfører, at den næste knast kommer i kontakt med vederlaget, men de giver tilsyn-

neladende ikke anledning til nogen væsentlig reduktion af den kraft, der kan optages af den første knast, når blot armeringens forankring er effektiv.



Figur 63. Karakteristisk brudbillede fra et knastforsøg. Bruddet sker, efter at alle knaster som regel er blevet virksomme, som et

forskydningsbrud, idet der dannes skrårevner i rørvæggene, hvorefter armeringens forankring svigter.

ning i forbindelse med udspæringer, koncentrerede laster og vandrette laster.

I forbindelse med større udspæringer eller andre særlige omstændigheder har bygningsmyndighederne i visse tilfælde forlangt en bestemmelse af knastvederlagets bæreevne ved prøvning af elementer af pågældende fabrikat og type.

Etagekrydsets bæreevne

Med anvendelse af standardelementer ser etagekrydset ud som vist på figur 64 og 65. Denne samling udsættes for i hovedsagen to typer påvirkninger, nemlig aksial lodret last fra etage til etage samt vandrette forskydningskræfter i væggenes plan.

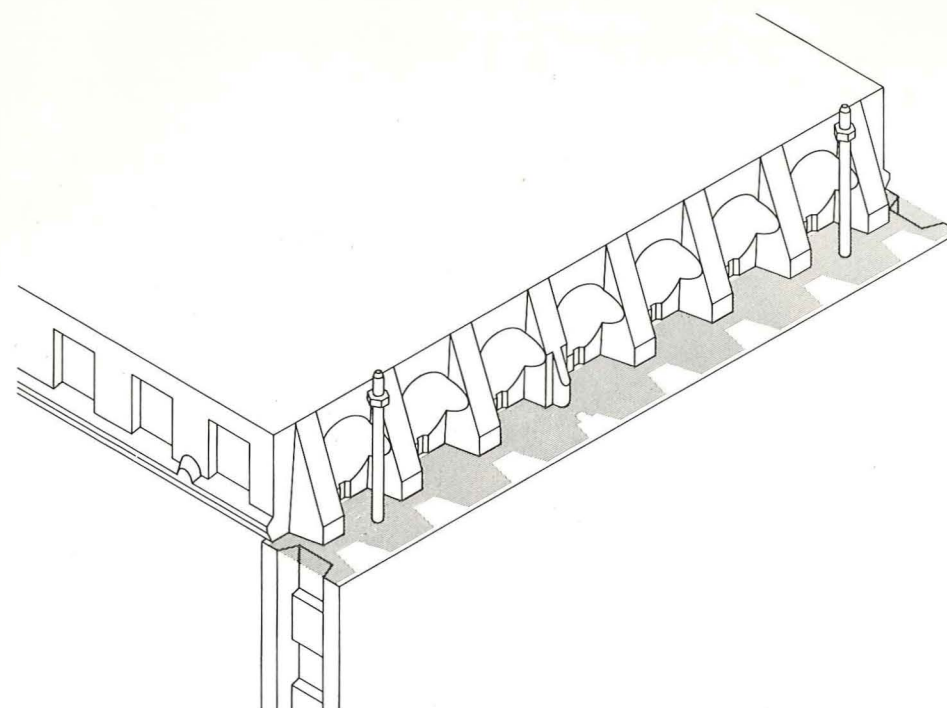
Medmindre der træffes særlige foranstaltninger, som sikrer en underløbning af knasterne med fugebeton eller -mørtel, kan dækelementernes ender ikke påregnes at være i direkte kontakt med væggenes oversider, jf figur 60. Overførsel af lodret last fra en væg til væggen nedenunder skal derfor normalt foregå gennem fugebetonen mellem knasterne, og man må således forudsætte, at det kraftoverførende areal i samlingen er mindre end det vandrette tværsnitsareal i de tilstødende vægge, se figur 64.

Bæreevnen for vandret forskydningskraft er omtalt i slutningen af afsnittet *Vægfugers bæreevne*.

For lodret last kan man på forhånd forestille sig, at der kan opstå brud i samlingen på tre forskellige måder. For det første giver det indsnævrede kraftoverførende areal anledning til, at der i væggenes øverste og nederste områder optræder trækspændinger vinkelret på væggenes plan, se figur 66. Disse trækspændinger kan bevirke, at væggen spaltes. For det andet er der mulighed for et regulært trykbrud i fugebetonen. For det tredje kan der opstå brud i fugemørtelen under den øverste væg med den mulige følgevirkning, at fugebetonen og/eller væggen også indrages i bruddet. Endelig kan der naturligvis opstå et regulært trykbrud i vægelementerne, uden at samlingen overhovedet involveres i bruddet.

Beregning af bæreevnen for lodret last

Forudsættes der at opstå *spaltebrud*, kan bæreevnen beregnes på følgende måde:



Figur 64. Udsnit af etagekryds med standardelementer. Fugebetonen, som skal overføre lodrette kræfter fra vægelement til vægelement, udstøbes mellem dæke-

menternes knaster. Det teoretiske tværsnit er markeret med raster. Som vist på figur 60 kan det virkelige tværsnit være forskelligt fra det teoretiske.

Størrelsen af trækspændingerne vinkelret på væggenes symmetriplan afhænger primært af forholdet mellem fugebetonens bredde, a , og vægtykkelsen, t . Som det ses på figur 67, kan den maksimale tværtrækspænding σ_t med tilstrækkelig nøjagtighed beskrives ved følgende udtryk:

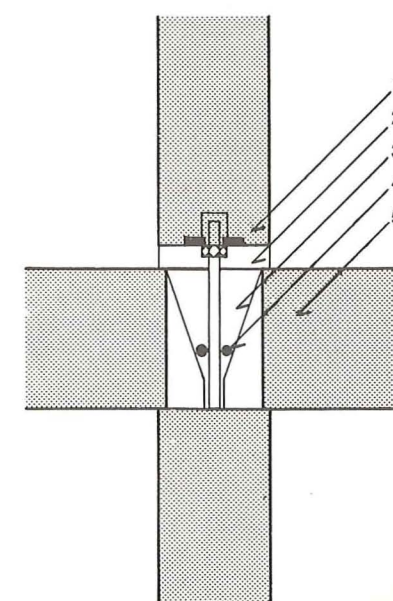
$$\frac{\sigma_t}{\sigma'_l} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{a}{t} \right)$$

hvor σ'_l er den lodrette trykspænding, regnet ensformigt fordelt over hele væggenes tværsnitsareal.

Det er her forudsat, at fugebetonens bredde a er konstant i fugens længderetning, altså at der er tale om en sribelast, altså at der er tale om en sribelast med samme areal som den polygonale, såkaldte σ -last. Det er dog sandsynligt, at σ -lastens spaltende virkning på denne måde overvurderes.

Bruddet sker, når σ_t bliver lig med betonens trækstyrke. Hvis denne sættes til 10 pct af trykstyrken, fås:

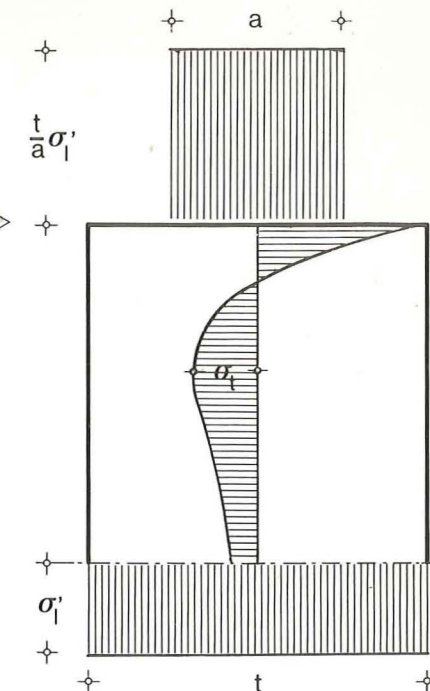
$$\frac{P_u}{bt} = \frac{0,2}{1 - \frac{a}{t}} \sigma'_l$$



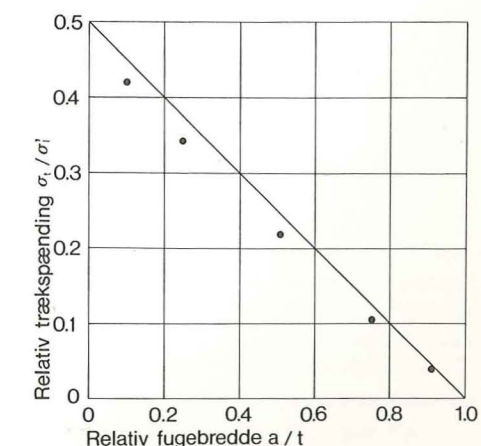
Figur 65. Lodret snit i etagekryds med standardelementer. 1=vægelement. 2=understopning med fugemørtel. 3=fugebeton. 4=etagekrydsarmering. 5=dækelement.

hvor P_u/b er etagekrydssets bæreevne pr længdeenhed, og σ'_l er trykstyrken af betonen i vægelementet.

På figur 68 er dette udtryk afbildet. Endvidere er indtegnet de rette linier,



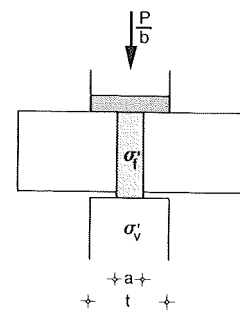
Figur 66. Spændinger i den øverste del af en væg. Lodret tværsnit. Fugebetonens bredde er a , og vægtykkelsen er t . De lodrette spændinger forudsættes ensformigt fordelt over fugebetonens bredde, hhv væggenes tykkelse. I et lodret snit midt i væggen optræder der tværspændinger, øverst som tryk, og lidt længere nede som træk. Største tværtrækspænding benævnes σ_t .



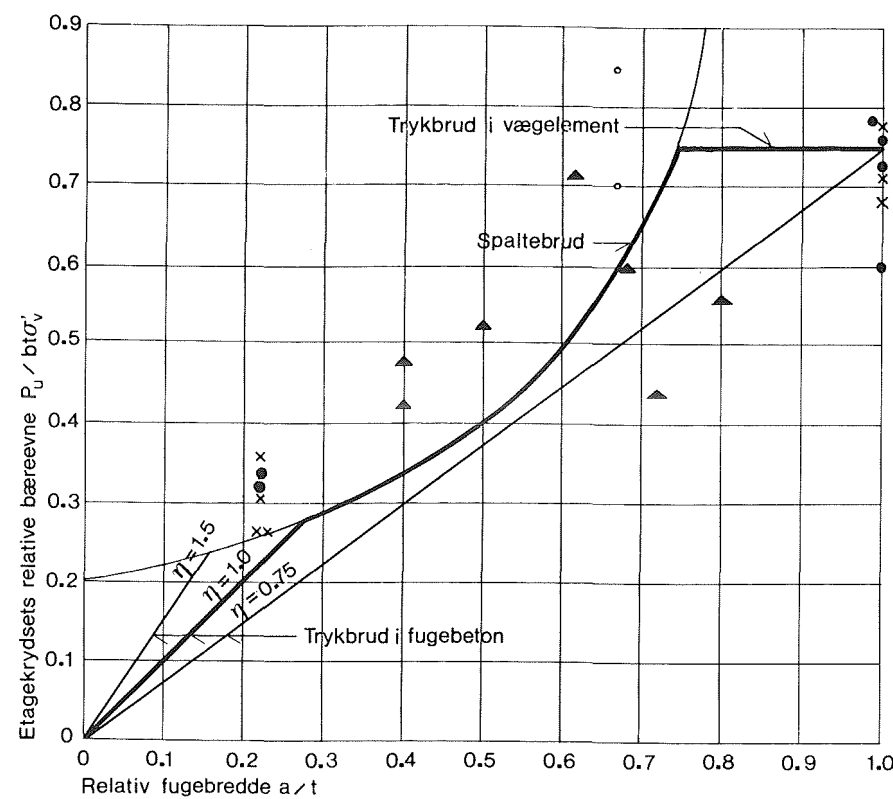
Figur 67. Spaltetrækspændingen σ_t (se figur 66) kan beregnes efter elasticitetsteorien under visse forudsætninger. Prikkerne angiver resultater af sådanne beregninger, mens den rette linie afbilder udtrykket:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma'_l} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{a}{t} \right)$$

der svarer til regulært trykbrud i henholdsvis fugebeton og vægelement. Vægelementets brudspænding er her skønmæssigt sat til 75 pct af vægbetonens cylinderstyrke.



Signatur	$\eta = \sigma'_i / \sigma'_v$	Vægarmering	Lastform
×	0.8	Ingen	Stribelast
•	1.75		
▲	0.7 - 1.1	K10, a=180 i b.s.	„Ø“-last
○	1.4 - 2.6		



Figur 68. Etagekrydsets bæreevne pr længdeenhed af væggenes bredde, P_u/b , som funktion af fugebredden a , vægtykkelsen t , vægbetonens trykstyrke σ'_c og forholdet mellem fugebetonens og vægbetonens trykstyrker, $\eta = \sigma'_i / \sigma'_v$. Kurverne viser den teoretiske bæreevne, mens punkterne afbilder

forsøgsresultater. Ved afbildningen af forsøgsresultaterne er σ'_i og σ'_v sat lig med trykstyrkerne, målt på udstøbte cylindre, og a er sat lig med den gennemsnitlige bredde af fugebetonens kontaktflade med væggenes overside.

Bæreevnforsøg

På figur 68 er endelig vist resultater fra forsøg, der gennem en årrække er blevet gennemført med henblik på fastsættelse af bæreevnen af etagekryds med flere forskellige udformninger.

Alle forsøgene er gennemført med prøveemner med en væglængde på 1,2 m, en samlet højde på ca 2,5 m og en vægtykkelse på 150-180 mm. I nogle forsøg anvendtes uarmerede vægelementer, mens der i en enkelt forsøgsrække anvendtes in situ støbte vægge med en armering (Kamstål K10 pr 180

mm) i begge sider. Vægbetonens gennemsnitlige cylinderstyrke varieredes i forsøgene mellem 16 MN/m² og 55 MN/m².

I nogle af forsøgene anvendtes standarddækelementer med knaster, mens der i andre anvendtes dækelementer med plane endeflader. I samtlige forsøg, hvori indgik dækelementer med knaster, blev det sikret, at dækelementerne ikke havde direkte kontakt med vægoversiden, dvs at fugebetonen blev hindret i at løbe ind under dækerne (knasterne). Det samme gælder for nogle af de forsøg, hvor der anvendtes

dækelementer med plan endeflade, mens der i andre tilfælde ($a = t$) sikredes fuld underløbning.

I et etagekryds, hvor dækelementerne har plane, underløbne ender, må man regne med, at dækelementerne bliver indspændt i samlingen. Ved lodret belastning af dækkene opstår der derfor negative momenter ved dækkenes understøtninger. I anden sammenhæng er det konstateret, at når et sådant indspændingsmoment bliver for stort, dannes der revner i dækkets overside i eller lige uden for vægflugten, mens selve etagekrydset ikke berøres af revnedannelsen. Det må derfor antages, at den ugunstigste situation med hensyn til etagekrydsets bæreevne er den, hvor indspændingsmomentet er umiddelbart under revnelasten, idet den spaltende virkning på understøtningsmørtel og vægunderside da er størst. I de forsøg, hvor der anvendtes plane, underløbne dækkender, blev de udragende dækstumpers frie ender derfor belastet med en lodret linielast, således at indspændingen påvirkedes med et moment, der var så stort som muligt uden at medføre revnedannelse.

I de forsøg, hvori indgik dækelementer med knaster, var det kraftoverførende areal mellem fugebeton og nederste vægelement polygonalt. Ved afbildningen af forsøgsresultaterne i figur 68 er a sat lig med den gennemsnitlige bredde som beskrevet ovenfor.

Selv om der er stor spredning på resultaterne, synes der dog at være rimelig overensstemmelse mellem forsøgene og de teoretisk udledte bæreevnekurver, se figur 68. De to lave resultater for $a/t = 0,73$ og $0,80$ stammer fra forsøg, hvor fugebetonens styrke var ca 70 pct af vægbetonens styrke, og i forsøget med $a/t = 0,73$ var understøtningsmørtelens styrke endvidere så lav som 50 pct af vægbetonens styrke.

Brud i fugemørtelen

Styrken af etagekrydset kan som nævnt også være begrænset af understøtningsmørtelens styrke. Den væsentligste risiko i denne sammenhæng består i utilstrækkelig komprimering af mørtelen. Under byggepladsforhold er der således konstateret densiteter på understøtninger, som tilsyneladende var udført omhyggeligt, på helt ned til 1,75 g/cm³. Forsøg viste endvidere, at den pågældende fugemørtelblandings styrke var ca 50 MN/m² ved en densitet på ca 2,3 g/cm³, mens den samme blanding ved en densitet på 1,7 g/cm³

havde en styrke på ca 5 MN/m², se [20].

Dette eksempel illustrerer, at udstøbing og prøvning af kontrolcylindre under visse omstændigheder giver et meget usikkert billede af den pågældende konstruktionsbetons eller mørtels styrke. Dette gælder især ved små tværsnit, som fx samlinger, og i tilfælde, hvor betonen eller mørtelen ikke bliver udstøbt og vibreret.

En senere undersøgelse tyder på, at sammenhængen mellem mørtelens densitet og styrke i temmelig høj grad afhænger af mørtelens vandindhold. Jo lavere vandindholdet er, des mere reduceres styrken ved en given reduktion i densiteten. Dertil kommer, at den energimængde, som skal anvendes for at stampe en mørtel til en given densitet, stiger meget kraftigt med faldende vandindhold. Det må derfor anbefales at anvende mørtelblandinger med så højt et vandindhold som muligt, under hensyntagen til at mørtelen skal kunne stoppes.

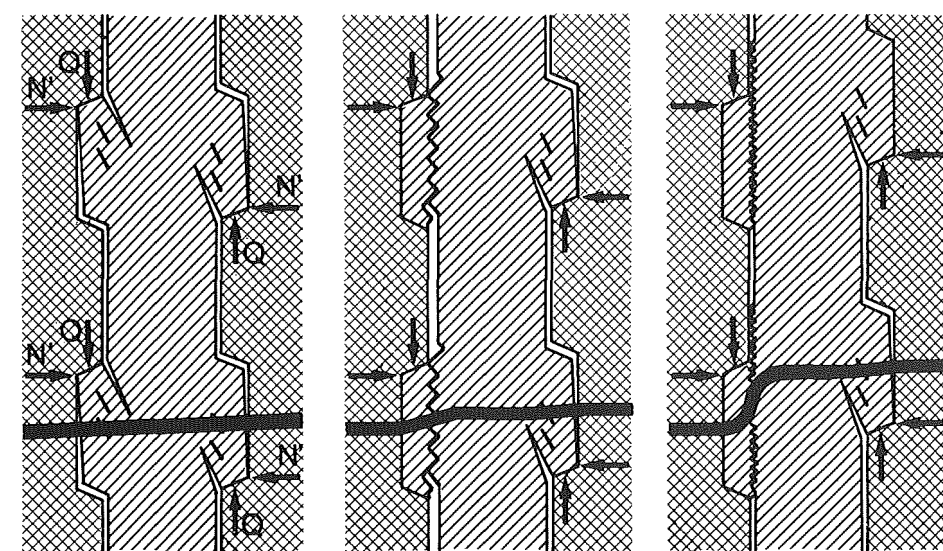
Selv om der altså ikke eksisterer en entydig sammenhæng mellem densitet og styrke, kan en bestemmelse af densiteten (fx ved radiometri) dog godt fungere som en rimelig kontrol af arbejdsudførelsen. Den normale kontrolprøvning af prøvecylindre skal derefter blot sikre, at der ikke er foretaget fejl i cementdoseringen.

Vægfugers bæreevne

I kapitlet *Beregningsmodeller og -metoder* er angivet metoder til beregning af bl.a. forskydningsspændingsfordelingen i en afstivende væg ud fra kendskabet til de ydre påvirkninger på væggen. Nogle af disse beregningsmetoder er baseret på, at væggen som helhed opfører sig som en elastisk, homogen skive.

Vægfugens virkemåde

Principielt er denne forudsætning næppe opfyldt i praksis. I en elementopbygget væg dannes der erfaringsmæssigt svindrevner i støbeskellene mellem vægelementerne og fugebetonen i de lodrette vægfuger. Det er derfor naturligt at forestille sig, at en afstivende væg over for små vandrette belastninger opfører sig som en dornsamlet konstruktion, hvor dornene udgøres af de gennemgående vandrette etagekrydsfuger. Så længe dornene er intakte, vil de relative bevægelser mellem to nabovægelementer formentlig



Figur 69. Virkemåde af armeret, fortandet fuger, se tillige figur 80. a: Revnedannelse i støbeskel og i fugebeton. Armeringen aktiveres og fremkalder normal kræfter N' virkende vinkelret på fugen.

b: Bæreevnen Q_u opnås ved affræsning af fugetænderne, samtidig med at armeringen flyder.

c: For store forskydningsdeformationer er der stadig en bæreevnereserve (residuallast) tilbage, dersom armeringen ikke er brudt.

være så små, at der på grund af svindrevnerne ikke overføres væsentlige forskydningskræfter direkte gennem væg fugen.

Når den ydre last og dermed kræfterne i dornene vokser, vil dornene successivt brydes. Dermed bliver der mulighed for så store gensidige bevægelser mellem naboelementer, at forskydningskræfterne efterhånden overføres primært gennem vægfugebetonen. Da dornenes styrke normalt kan antages at være lille i sammenligning med vægfugens egen styrke, må det anses for realistisk, at forskydningskræfterne i den afstivende væg ved brugslast skal overføres alene gennem de lodrette vægfuger. Denne kraftoverførsel er betinget af visse gensidige bevægelser mellem naboelementerne, og af, at de skrå trykspændinger i fugen kan modsvares af vandrette trækkræfter i en armering på tværs af fugen, se figur 69.

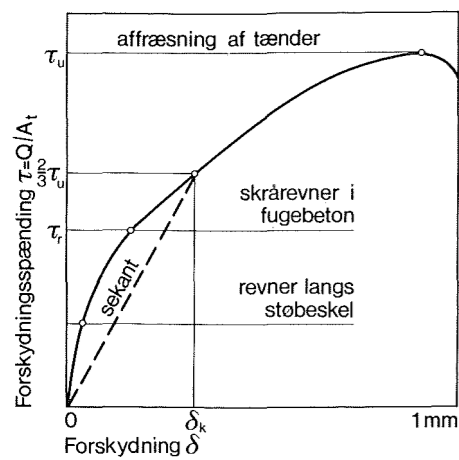
Ønsker man alene at overføre forskydningskræfterne via kraftigt armerede dorne, må man være opmærksom på de heraf afledte koncentrerede påvirkninger på vægelementernes hjørner.

I relation til beregning af snitkræfter og spændinger i en væg er det af stor betydning, hvilken sammenhæng der er mellem forskydningskræfterne i vægfugerne og de gensidige bevægelser mellem naboelementer. Denne sam-

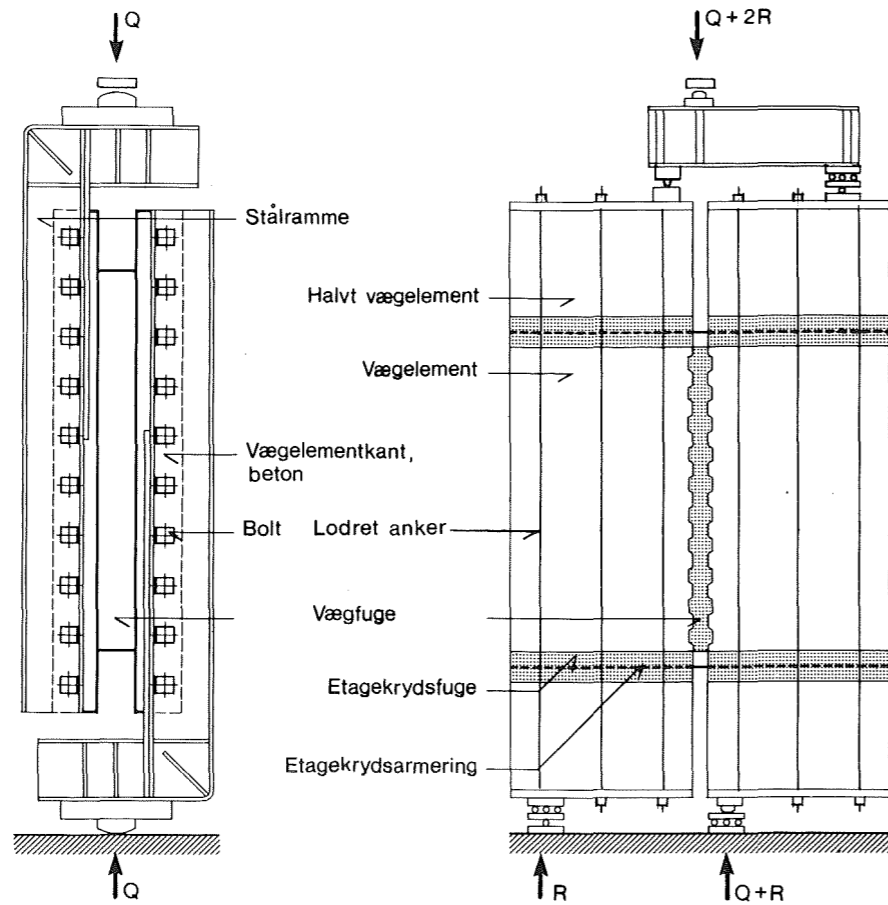
menhæng kan anskueliggøres ved vægfugens arbejdskurve, der afbilder forskydningspændingen i fugetænderne som funktion af fugens forskydningsdeformation, se figur 70 og 80. Helt analogt til et materiales elasticitetskoefficient defineres vægfugens stivhed på et givet spændingsniveau som arbejdskurvens tangenthældning eller i et givet spændingsområde som sekant-hældningen.

Hvis vægfugernes stivhed er meget stor, vil en væg for vandret last opføre sig som en homogen skive, se figur 71. Hvis fugestivheden er meget lille, vil væggen opføre sig som en række udkragede bjælker, der tilsammen har meget mindre stivhed og bæreevne end den homogene væg, se figur 72. Ved beregning af en væg med fuger vil man normalt kunne betragte væggen som en homogen skive, men afgørelsen heraf afhænger bl.a. af fugestivhedens faktiske størrelse, væggenes dimensioner og dens rolle i det samlede afstivende system. Se herom under *Vægfugers stivhed*.

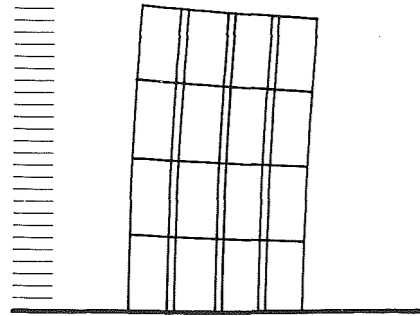
Hidtidig dansk praksis ved vurderingen af en vægs afstivende virkning er baseret på, at væggenes vandrette last kan forøges, indtil forskydningspændingerne på det hårdest påvirkede sted af en vægfuge når en tilladelig værdi. Op til denne last kan væggen regnes homogen og idealelastisk, og ved denne last regnes væggenes vandrette bæree-



Figur 70. Schematisk arbejdscurve for en vægfuge. Vægfugens stivhed kan fx defineres som sekanthældningen til et punkt, der svarer til 2/3 af bæreevnen: $K = 0,67\tau_u/\delta_k$.



Figur 73. Forsøgsopstillinger til vægfugeforsøg. Til venstre CEBTP's opstilling, til højre DIAB/SBI's. I begge opstillinger påvirkes den etagehøje fuge til ren forskydning med forskydningskraften Q . Ved hjælp af de lodrette anker i DIAB/SBI's opstilling påføres en forspænding som erstatning for manglende tyngdekræfter.



Figur 71. Vandret belastet væg, hvor vægfugerne har stor stivhed. Væggen virker som en homogen skive.

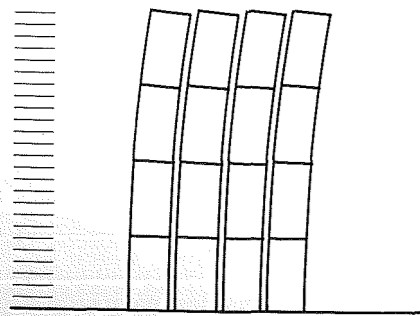
evne fuldt udnyttet. Disse antagelser berettigelse bliver behandlet senere i dette afsnit.

Forsøg med vægfuger

Laboratorieforsøg til afklaring af styrke- og deformationsforholdene for etagehøje vægfuger er efterhånden udført mange forskellige steder. Behandlingen i det følgende bygger på [21], idet der dog specielt refereres til en fransk forsøgsrække, udført af CEBTP, se [22], og en dansk forsøgsrække, udført af DIAB og SBI, se [23].

CEBTP's forsøgsrække anvendte bl.a. prøveemner som skitseret på figur 73 til venstre. Undersøgelsen omfattede en lang række forskellige geometriske udformninger af fortandingen og af armeringsarrangementet. Fælles for samtlige CEBTP's forsøg var dog, at armeringen var anbragt i den lodrette vægfuge og indstøbt i vægelementerne.

I DIAB's og SBI's forsøgsrække anvendtes forsøgsemner som vist på figur

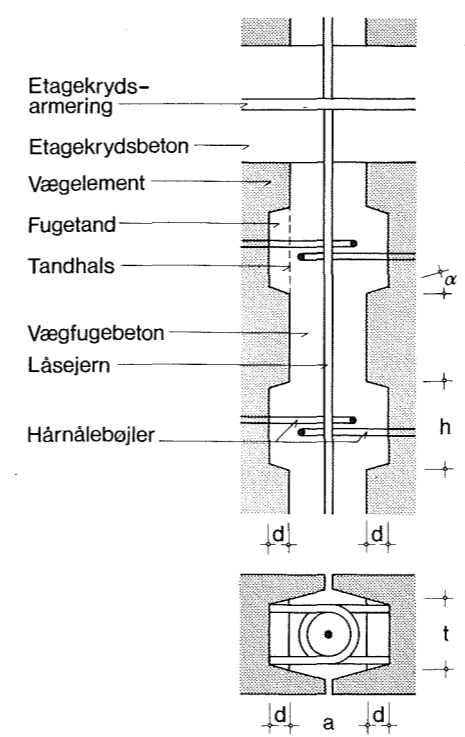


Figur 72. Vandret belastet væg, hvor vægfugerne har meget lille stivhed. Væggen virker som fire udkragede bjælker.

73 til højre. Emnerne udformning var lagt tæt op ad dansk praksis, idet fugegeometrien svarede til standardvægelementernes fuger. Emnerne var dog udført i halv skala. Armeringen var enten koncentreret i etagekrydsfugen eller anbragt som hårnålearmering i selve den lodrette fuge, dog med hovedvægten på den koncentrerede armering i etagekrydset. I alle forsøgene var en eventuel adhæsion mellem vægfugebetonen og vægelementerne søgt undgået ved behandling af vægelementernes fortanding med formolie inden udstøbning af vægfugen. Endvidere introduceredes i en del tilfælde en kunstig svindrevne i støbeskellet mellem vægelement og vægfugebeton, idet vægelementerne blev trukket indtil ca 1 mm fra hinanden, inden etagekrydsfugen udstøbtes.

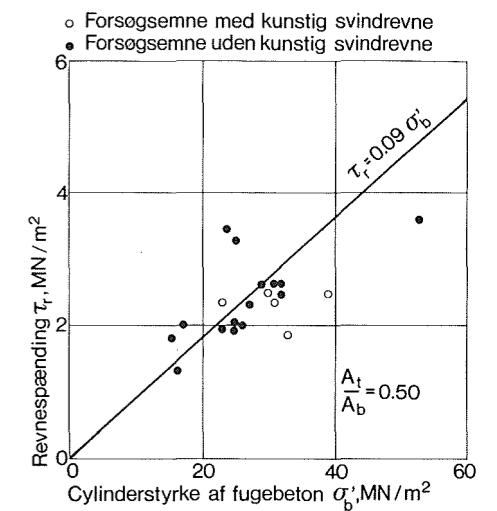
Vægfugens revnelast

Ved en moderat belastning af et forsøgsemne uden gennemgående etagekrydsbeton, som det på figur 73 til højre viste, dannes der revner langs støbe-



l = vægfugens længde = etagehøjden minus dæktykkelsen
 t = vægfugens og tandhalsenes tykkelse
 h = højden af en fugetand ved halsen
 d = dybden af en fugetand
 a = fugebredden
 n = antallet af fugetænder i én side af vægfugen
 α = anlægsfladernes hældning
 σ_a = armeringens flydespænding eller 0,2-spænding
 σ'_c = cylinderstyrken af betonen i vægfugen
 A_a = tværsnitsarealet af den armering, der pr etage passerer vægfugen (etagekrydsarmring, hårnålebøjler, bolte etc)
 A_b = lt = vægfugens snitareal
 A_t = nht = tandhalsenes samlede tværsnitsareal
 $\phi = \frac{\Sigma(A_a\sigma_a)}{A_a\sigma'_c}$ = armeringsgraden

Figur 74. Vægfugens geometri og benævnelser. Bemærk, at det er tandhalsenes tværsnitsareal A_t , der indgår i armeringsgraden.



Figur 75. Revnespændingen $\tau_r = Q_r/A_t$ for armerede, fortandede fuger som funktion af fugebetonens trykstyrke σ'_c . A_t er tandhalsenes samlede tværsnitsareal, se figur 74. Resultater fra DIAB/SBI's forsøg, sammenlignet med grafen for revnespændingsformlen: $\tau_r = 0,09 \sigma'_c$.

skellet mellem vægelement og fugebeton, hvis de ikke allerede var til stede før forsøgets start. Forskydningskraften skal derefter overføres fra element til fugebeton via fortandingen. Ved en yderligere forøgelse af lasten vil der dannes skrærevner i selve fugebetonen, som vist på figur 69. Den forskydningskraft, der fremkalder disse skrærevner, benævnes i det følgende *revnelasten*.

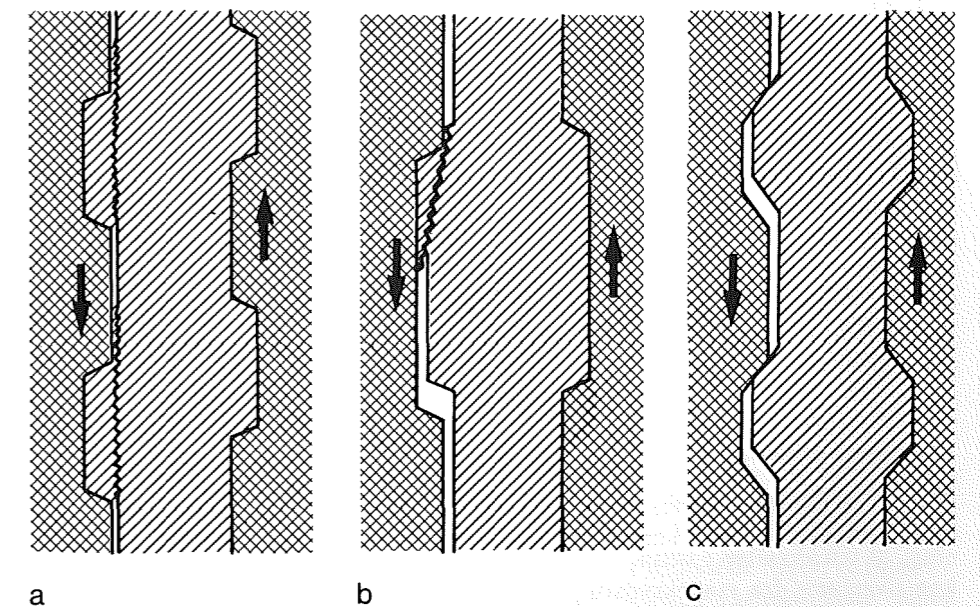
Forsøgsresultaterne tyder på, at revnelasten primært afhænger af fugebetonens styrke og af fortandingens geometriske udformning, og at den med tilstrækkelig nøjagtighed kan udtrykkes ved

$$Q_r = A_t \tau_r, \text{ hvor } \tau_r = 0,09 \sigma'_c.$$

I dette udtryk betegner Q_r revnelasten, mens τ_r er den gennemsnitlige forskydningspænding i fugetændernes halsnit ved revnelasten. De øvrige symbols betydning fremgår af figur 74. Udtrykket gælder for fuger, hvis fortandingsgrad $A_t/A_b \leq 0,5$.

En sammenligning mellem ovenstående udtryk og resultaterne af DIAB's og SBI's forsøg er vist på figur 75.

Forsøg med normalkraftpåvirkede fuger viser, at revnelasten forøges væsentligt, hvis der påføres trykspændinger på tværs af fugen, se [23] og [27]. Forsøgsantallet er dog for ringe til, at der her skal angives en formel.



Figur 76. Brudmåden for forskellige fortandinge.
a: Normalfortanding, $h \leq 8d$, $\alpha \leq 30^\circ$
b: Lange tænder, $h > 8d$
c: Bølget fortanding, $\alpha > 30^\circ$

Størst bæreevne opnås for udformning a, idet brudformen for b medfører, at fortandingen ikke udnyttes fuldt ud, mens c giver anledning til glidning i tillæg til revnedannelsen.

Vægfugens bæreevne

Efter skrævnedannelsen optages forskydningslasten stort set som skrå tryk i fugebetonen og træk i den indlagte armering. Brudformen, og dermed bæreevnen, afhænger bl.a. af fortandingens geometriske udformning som antydnet på figur 76. Den største bæreevne opnås ved anvendelse af normalfortanding, se figur 76a. Forskydningsdeformationen ved opnåelse af bæreevnen er af størrelsesordenen 0,5 mm–2 mm, se figur 70.

For normalfortanding, dvs sådanne, der opfylder nedenstående betingelser, kan bæreevnen med tilstrækkelig nøjagtighed regnes at være:

$$Q_u = A_t \cdot \tau_u, \text{ hvor}$$

$$\tau_u = (0,09 + \Phi)\sigma'_b \quad (\text{se fodnote})$$

I disse udtryk er Q_u bæreevnen pr etage, mens τ_u er den gennemsnitlige forskydningspænding i fugetændernes halssnit umiddelbart før brud. De øvrige symbolers betydning fremgår af figur 74. Bemærk, at det er A_t , der indgår i udtrykkene. Ved indsættelse af udtrykket for Φ kan ovennævnte udtryk omskrives til:

$$Q_u = 0,09A_t\sigma'_b + \Sigma A_a\sigma_a \quad (\text{se fodnote})$$

Betingelserne for bæreevneformlens gyldighed er:

$$\text{fortandingsgraden } A_t/A_b \leq 0,5$$

$$\text{tandybden } d \geq 10 \text{ mm}$$

$$\text{tandhøjden } h \leq 8d$$

$$\text{anlægsfladens hældning } \alpha \leq 30^\circ$$

$$\text{armeringsgraden } 0,02 \leq \Phi \leq 0,30$$

Hvis fortandingsgraden er større end 0,5, må ikke alene fugetændernes, men også elementtændernes bæreevne vurderes.

En sammenligning mellem bæreevneformlen og resultater af en stor del af de udførte forsøg er vist på figur 77.

Det kan bemærkes, at bæreevnen kun i behersket grad afhænger af tilstedeværelsen af svindrevner og af, om armeringen anbringes koncentreret i etagekrydset eller fordelt i vægfugen.

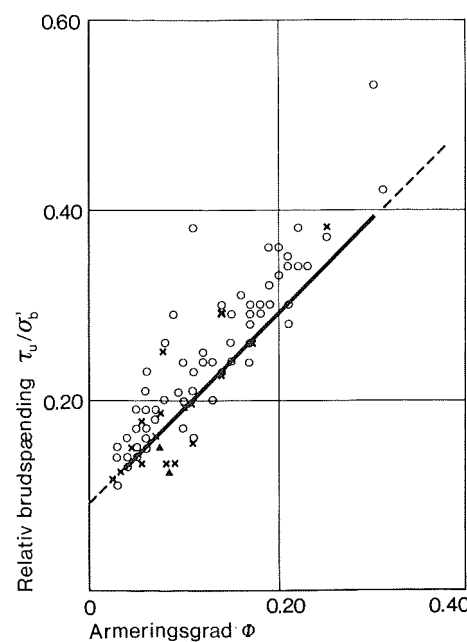
Påvirkes vægfugen af en normalkraft N' vinkelret på fugens længdesnit, øges bæreevnen. Dette forhold omtales nærmere under *Etagekrydsets forskydningsbæreevne* i slutningen af dette afsnit.

Vægfugers armering

Hvis en etagekrydsarmering skal udnyttes, er det naturligvis en forudsætning, at trækraften i denne armering kan overføres fra etagekrydsfugen til vægelementerne. Betingelsen herfor er normalt, at der optræder tilstrækkeligt store lodrette trykkræfter på etagekrydset. Er trykkræfterne for små til, at friktionen er tilstrækkelig, må en fortanding af vægelementernes over- og undersider anses for nødvendig.

Brudformen og dermed også bæreevnen er betinget af, at armeringen forlænges til fuld udnyttelse, når vægelementernes fugekanter skubbes af størrelsesordenen 0,5 mm fra hinan-

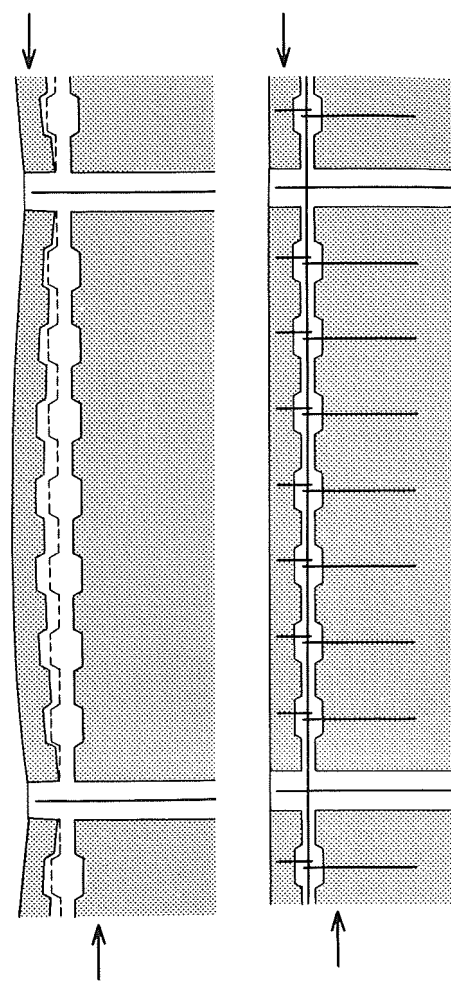
De angivne bæreevner er at opfatte som karakteristiske bæreevner. Der vil i foråret 1979 foreligge et supplement til DS 411 vedrørende fortandede, ru og glatte støbeskels bæreevne.



Figur 77. Brudspændingen $\tau_u = Q_u/A_t$ for armerede, fortandede fuger som funktion af armeringsgraden Φ og fugebetonens trykstyrke σ'_b . Resultater fra bl. a. CEBTP's og DIAB/SBI's forsøg, sammenlignet med grafen for bæreevneformlen:

$$\tau_u/\sigma'_b = 0,09 + \Phi$$

Bemærk, at betondimensionernes indflydelse på både armeringsgrad Φ og bæreevne Q_u udtrykkes ved A_t , jf figur 74.



Figur 78. Ved vinkelsamlinger mellem vægelementer kan etagekrydsarmeringen ikke i tilstrækkelig grad »holde sammen« på vægfugen. Den nødvendige armering må da anbringes fordelt i vægfugen, fx i form af bolte eller hårnålebøjler og låsejern.

den. Derfor er en etagekrydsarmering ikke egnet som vægfugearmering ved hjørnesamlinger, se figur 78, eller hvor et vægelement er forsynet med en døråbning i nærheden af vægfugen. I sådanne tilfælde bør den nødvendige armering anbringes fordelt i vægfugen, enten som hårnålebøjler eller som bolte. Modstående hårnålebøjler bør placeres nær hinanden som vist, og ikke en halv bøjleafstand forskudt, da den forskudte bøjleplacering ofte vil medføre zig-zag-brud i fugebetonen, inden armeringen er fuldt udnyttet.

Skiftende lastretning

De her angivne resultater er i det væsentlige baseret på statiske korttidsforsøg, hvor lasten er påført som en stadig voksende kraft. I praksis vil fugerne naturligvis blive udsat for gentagne påvirkninger med mulighed for skiftende retning af fugens forskydnings-

påvirkning. En sådan gentagen belastning i skiftende retning og med en størrelse større end revnelasten kunne tænkes at medføre en gradvis nedbrydning af fugebetonen gennem dannelsen af skrærevner i to retninger omtrent vinkelret på hinanden. I [23] refereres tre forsøg, hvor en last på ca 1,5 gange revnelasten påførtes ca 20 gange med skiftende retning. Efter disse 20 belastningscykler fuldførtes forsøget som et statisk forsøg.

Der blev i disse forsøg konstateret en svag reduktion af den sluttelige statiske bæreevne som følge af de gentagne påvirkninger, ligesom fugens stivhed reduceredes. Forsøg udført af CEBTP [24] og af Backler, Baylik og Dill [25] viser ligeledes en behersket reduktion af bæreevnen efter mange gentagne, vekslende belastninger op over revnelasten. Vekslende påvirkninger må således formodes at have ringe indflydelse på fugens bæreevne.

Vægfugers stivhed

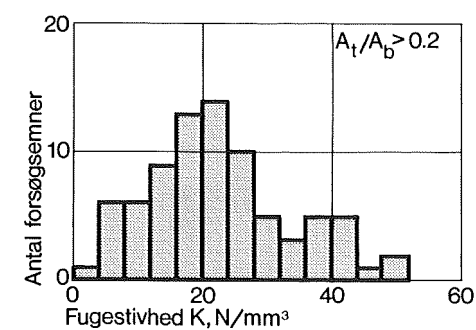
I såvel CEBTP's [22] som DIAB's og SBI's [23] forsøg målt sammenhørende værdier af forskydningskraft og vægfugens forskydningsdeformation. Arbejdslinien er krum, hvorfor et enkelt tal for fugestivheden ikke umiddelbart kan fastsættes; men defineres fugestivheden som sekanthældningen til $\tau = \frac{2}{3} \tau_u$, jf figur 70, fås den på figur 79 viste fordeling af fugestivheden for fuger med $A_t/A_b > 0,2$. Som det ses, er fugestivheden stærkt varierende, og det har ikke været muligt at udrede nogen klar sammenhæng med de bevidst varierede styrkeparametre. Tværtimod tyder forsøgsresultaterne på, at fugestivheden primært afhænger af ikke styrbare forhold i støbeskellet mellem element- og fugebeton.

Vægfugernes forskydningsdeformationer kan få betydning på to fronter. Dels vil stivhederne af de enkelte vægge i et afstivende vægsystem reduceres i forskellig grad, hvis væggene har forskellig udformning, eller hvis fugestivheden varierer fra væg til væg. Dette medfører en ændret fordeling på de enkelte vægge af den samlede vandrette last. Dels vil de lodrette normalspændinger i væggene ændres. For en plan væg uden flanger bliver de numeriske værdier af kantspændingerne fra vandret last på væggen større.

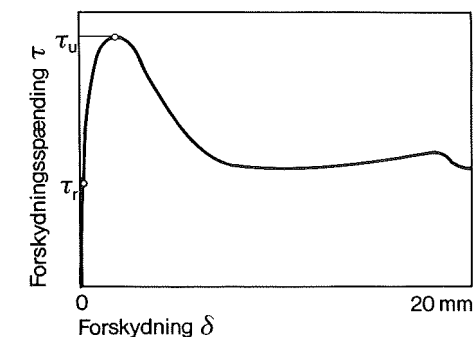
Det har vist sig, at stivhedsreduktionen, udtrykt som en reduktion af vægtværsnittets inertimoment, og bæreevnereduktion, udtrykt som en reduktion af vægtværsnittets modstandsmoment, med tilstrækkelig nøjagtighed kan angives ved en fælles reduktionsfaktor, se [6]. Diagrammerne i [6] viser, at spændingsfordelingen i og stivheden af blot nogenlunde slanke vægge er ufølsom over for variationer i fugestivheden inden for det spektrum, der er målt i forsøgene, se fx figur 23. Mere nøjagtige beregninger kan udføres ved anvendelse af et af edb-programmerne SHEWALS eller NARCS, jf afsnittene *Forskydningslagmetoden* og *Elementmetoden*. Ved anvendelse af disse programmer kan fuger med vilkårligt valgte stivheder indføres i beregningerne.

Vægfugers plasticitet

I de fleste forsøg, bl. a. [22] og [25], fandt man generelt en relativt plastisk arbejdscurve, som skitseret på figur 80. Det ses her, at residuallasten er væsentlig mindre end bæreevnen Q_u . I de



Figur 79. Fugestivheder, målt i CEBTP's og DIAB/SBI's vægfugeforsøg. Stivheden er her defineret som sekanthældningen, svarende til 2/3 af bæreevnen, jf figur 70. Resultaterne omfatter forsøg både med og uden svindrevner. Fugerne med svindrevner havde alle en stivhed på under 20 N/mm³, men deres gennemsnitsstivhed lå ikke væsentligt lavere end gennemsnittet af de øvrige forsøg, set i relation til spændingens størrelse.



Figur 80. Typisk arbejdscurve fra CEBTP's forsøg med armerede, fortandede fuger. Se tillige figur 69.

danske forsøg havde bruddet en mere skør karakter, idet der ikke blev registreret nogen residuallast efter opnåelsen af bæreevnen. En fuldgældig forklaring herpå er ikke fundet.

Hvis vægfuger opfører sig plastisk, muliggøres en omlejring af spændingerne i væggen, således at den samlede vægs bæreevne over for vandret last kan blive større end den last, hvorved den første fugestrækning når op på bæreevnen. På grund af usikkerheden om beregningen af denne bæreevnereserve, må det dog indtil videre tilrådes at fastholde den hidtil anvendte praksis. Ifølge denne praksis regnes væggen som helhed brudt, når bæreevnen er nået i et enkelt kort stykke af vægfugen.

Etagekrydsets forskydningsbæreevne

Vandrette forskydningskræfter i væggen kan i et almindeligt etagekryds, se figur 64, kun overføres ved hjælp af friktion. I en skivebygning er der i normalsituationen som regel tilstrækkeligt store lodrette trykspændinger i etagekrydset til at sikre mod glidning. I visse situationer, fx i en hårdt påvirket længdevæg i en bygning med bærende tværvægge, i en lokalbrudsituation eller ved jordskælvspåvirkning, kan friktionen dog vise sig at være utilstrækkelig. Bæreevnen kunne da principielt forøges ved at udføre fortanding i vægelementernes over- og undersider. Sådanne konstruktioner er dog ikke udført i Danmark i forbindelse

se med standardkomponenter. Der er ikke hidtil udført forsøg til belysning af forskydningsstyrken af det normalt anvendte etagekryds, men forsøg med lignende glatte fuger, se [22] og [26], viser, at friktionskoefficienten for såvel tværarmerede som normalkraftpåvirkede glatte fuger er af størrelsesordenen 0,7, således af forskydningsstyrken Q_u for sådanne fuger kan udtrykkes ved

$$Q_u = 0,7 (\Sigma A_a\sigma_a + N') \quad (\text{se fodnote})$$

For tværarmerede glatte fuger er der kun udført forsøg med armeringsgrader

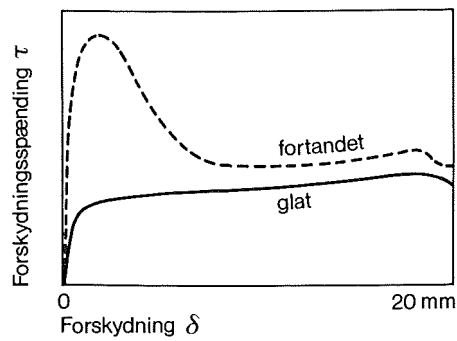
$$\Phi = \frac{\Sigma A_a\sigma_a}{A_t\sigma'_b} \leq 0,1$$

Det skal desuden nævnes, at stivheden af tværarmerede glatte fuger er væsentlig mindre end stivheden af tværarmerede fortandede fuger, se figur 81, medens normalkraftpåvirkede glatte fuger er meget stive.

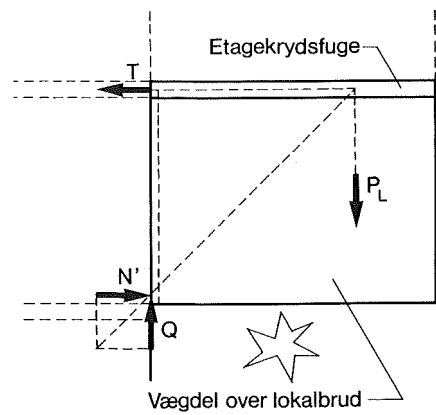
For normalkraftpåvirkede fortandede fuger kan formlerne for vægfugens bæreevne anvendes, idet forsøg viser, at tværarmering kan erstattes af eller suppleres med en tryknormalkraft N' vinkelret på fugen, en såkaldt aktiv forankring. Bæreevnen kan altså bestemmes som

$$Q_u = 0,09 A_t\sigma'_b + \Sigma A_a\sigma_a + N' \quad (\text{se fodnote})$$

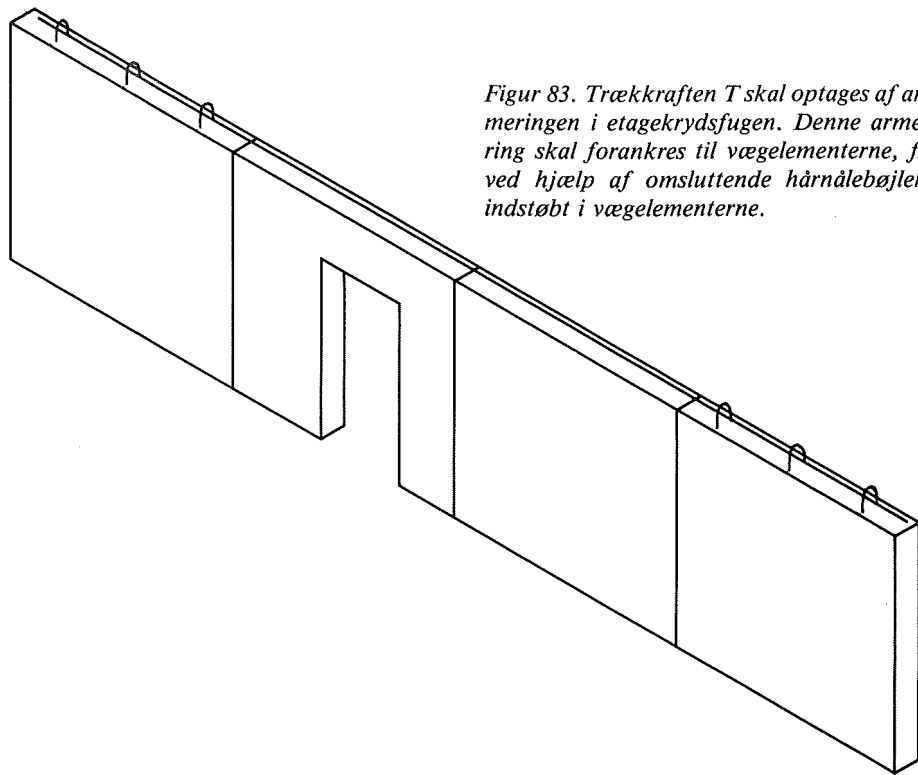
De angivne bæreevner er at opfatte som karakteristiske bæreevner. Der vil i foråret 1979 foreligge et supplement til DS 411 vedrørende fortandede, ru og glatte støbeskels bæreevne.



Figur 81. Typisk arbejdskurve fra CEBTP's forsøg med armerede, glatte og fortandede fuger. Den glatte fuger har mindst bæreevne og stivhed, men omtrent samme residuallast for store deformationer som den fortandede fuger.



Figur 82. Udkraget vægdel over lokalbrud, etagevis bæring. Der opstår de viste snitkræfter, som kan bestemmes ved simple ligevægtsligninger.



Figur 83. Trækraften T skal optages af armeringen i etagekrydsfugen. Denne armering skal forankres til vægelementerne, fx ved hjælp af omsluttende hårnålebøjler, indstøbt i vægelementerne.

Det er en forudsætning for denne formels gyldighed, at der er tryk overalt i fugens længdesnit, men det er ingen betingelse, at trykket er ensformigt fordelt over dette snit. Formlen kan regnes gyldig for:

$$A_s/A_b \leq 0,5$$

$$0,02 \leq (\Sigma A_s \sigma_s + N') / (A_s \sigma_s) \leq 0,30$$

Bæreevne af en lokalskadet væg

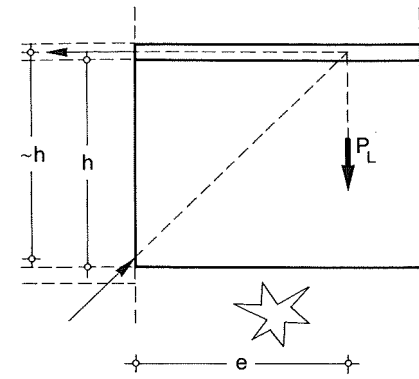
I en lokalskadet væg opbygget af betonelementer bliver samlingerne udsat for påvirkninger, der ikke forekommer for normale lastkombinationer. I afsnittet *Lokalbrud* i forrige kapitel er der redegjort for, hvordan snitkræfterne i en sådan lokalskadet væg kan beregnes. I det følgende gennemgås et konstruktionsprincip, der er i overensstemmelse med den beskrevne model 2, som forudsætter, at væggen over lokalbruddet virker som et antal etagehøje udkragede bjælker, der er konstruktivt adskilt fra hinanden. Dette forekommer i traditionelt dansk montagebyggeri, hvor de vandrette fuger er glatte langs vægelementernes undersider, og hvor der ikke er lodret kontinuitetsarmering. Der betragtes alene det tilfælde, hvor lokalbruddets inderste kant flugter med en lodret vægfuge, da dette er det farligste tilfælde.

På figur 82 er vist de snitkræfter, der

ifølge denne model forårsages af den lodrette last P_L . Kræfterne Q og N' optages af hhv forskydningskraft og tryknormalkraft i den lodrette fuger. Kraften T optages som trækraft i armeringen i etagekrydsfugen. Der skal desuden anordnes en mekanisk forbindelse mellem etagekrydsfugen og vægelementet. Den nemmeste løsning vil givetvis være at lade en række hårnålebøjler indstøbt i vægelementets top omslutte armeringen i etagekrydsfugen. Denne konstruktive udformning er vist på figur 83.

I [26] er det ved både beregning og laboratorieforsøg vist, at bruddet kan ske enten som et rotationsbrud eller som et translationsbrud, se figur 84.

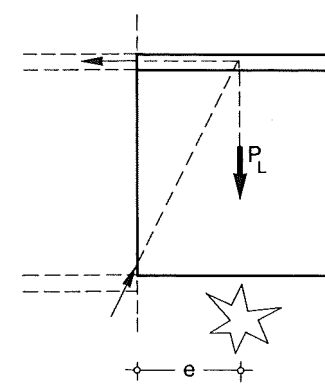
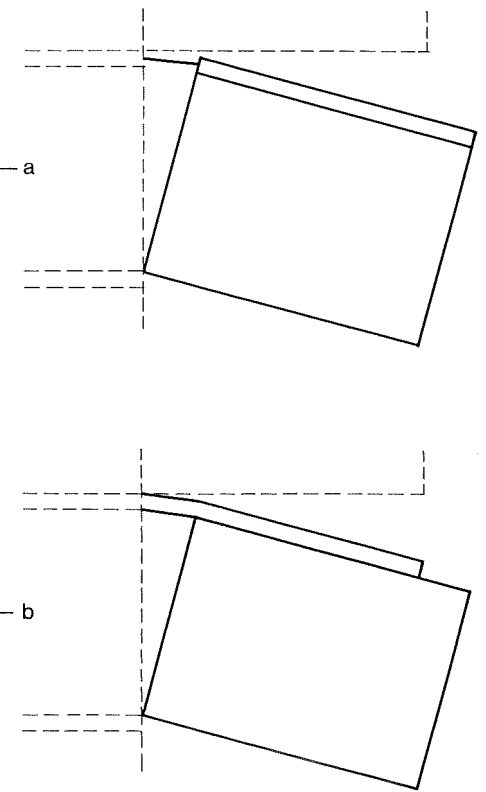
Rotationsbruddet, der også kan benævnes momentbrud, forekommer når lastexcentriciteten e er stor. Translationsbruddet eller forskydningsbruddet forekommer, når lastexcentriciteten er lille. Forsøgene viser, at hvis der anvendes standardfortanding i den lodrette vægfuge, ligger omslagspunktet ved en excentricitet, der er lig med vægelementets højde.



$e/h > 1$: rotationsbrud

- a) etagekrydsarmering svagest
- b) hårnålebøjler svagest

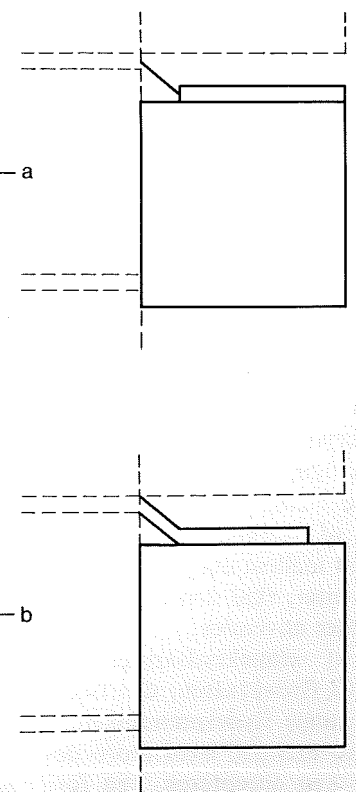
enten
eller



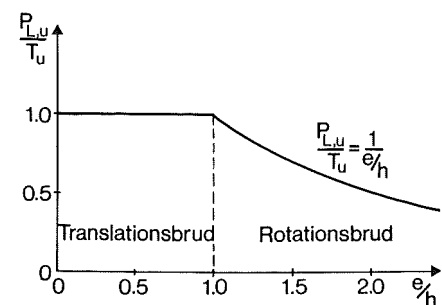
$e/h < 1$: translationsbrud

- a) etagekrydsarmering svagest
- b) hårnålebøjler svagest

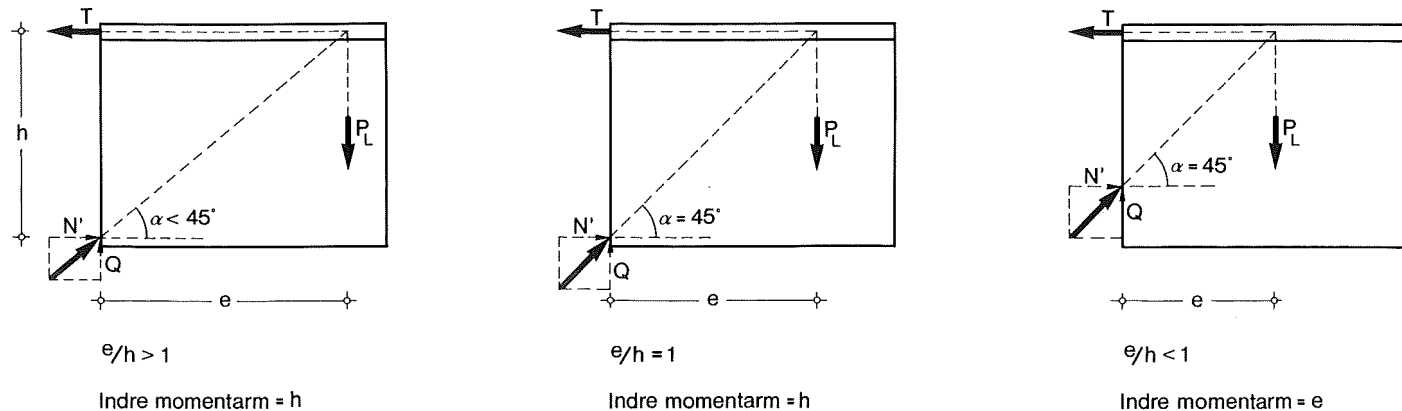
enten
eller



Figur 84. Udkragede vægdele, etagevis bæring. De fire typiske brudformer.



Figur 85. Udkraget vægdel, etagevis bæring. Bæreevnekurve.



Figur 86. Udkragede vægdele, etagevis bæring. Snitkraftmodeller for forskellige lastexcentriciteter.

Diagrammet figur 85 viser bæreevnen P_{Lu} som funktion af etagekrydsfugens vandrette trækstyrke T_u samt forholdet mellem P_L 's excentricitet e og vægelementets højde h . Figur 86 viser de fysiske modeller, der ligger til grund for bæreevnediagrammet.

Da etagekrydsfugens trækstyrke T_u , som vist på figur 84, er begrænset af enten selve etagekrydsarmeringens styrke eller af styrken af det bøjlearmerede snit mellem etagekrydsfugen og vægelementet, skal den mindste af disse to styrker anvendes.

Styrken af etagekrydsarmeringen kan sættes til flydekraften, dvs tværsnitsarealet gange flydespændingen. I en lokalbrudsituation, hvor store deformationer kan accepteres, kan forskydningsstyrken af det bøjlearmerede vandrette snit sættes lig bøjlernes flydekraft, dvs bøjlearealet i det vandrette snit multipliceret med flydespændingen, se figur 87.

I [26] er nævnt en række praktiske retningslinier, hvoraf de vigtigste er

1) afstanden mellem bøjlerne bør ikke overstige 1,0 m.

2) afstanden fra en bøjle til en lodret fuge bør ikke være mindre end 0,3 .. 0,4 m.

3) bøjlerne bør laves af blødt stål med en diameter, der ikke overstiger 14 mm.

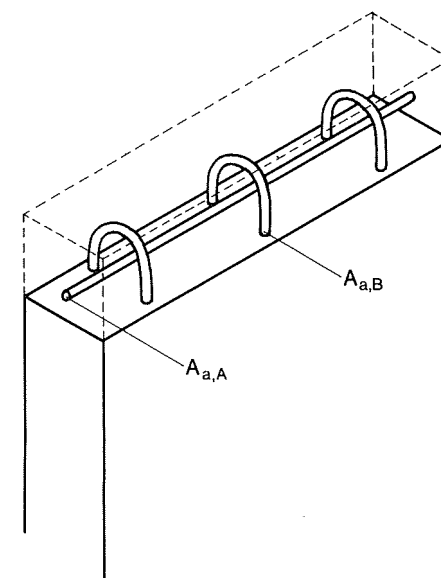
Forsøgene viste, at der kan opnås seje brud med det armeringsprincip, der er beskrevet ovenfor. Man kan forvente, at der ikke indtræffer brud, før følgende værdier er overskredet:

1) rotation af det udkragede vægelement: $\alpha = 0,03$, hvilket svarer til at den lodrette fuge for oven åbnes 70 .. 80 mm.

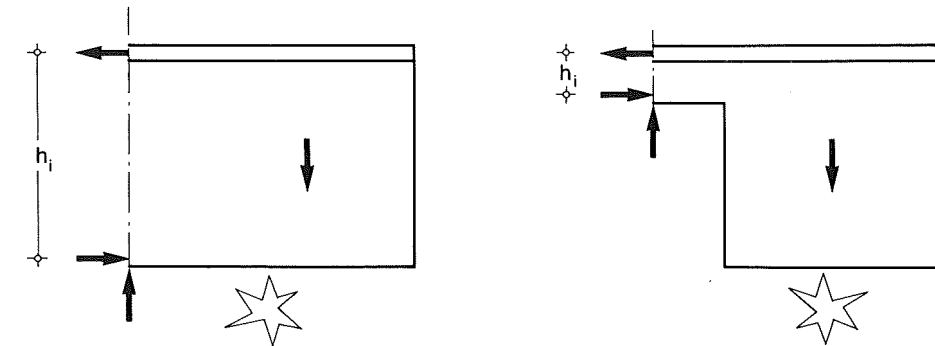
2) lodret forskydning af det udkragede vægelement: $\delta_v = 100$ mm.

I de tilfælde, hvor lokalbruddet når fra vægkanten hen til en dør, kan det armeringsprincip, der er beskrevet ovenfor, ikke anvendes. Grunden er, at bøjningsmomentet ikke kan optages, da den indre momentarm for det vandrette kraftpar er stærkt reduceret, se fi-

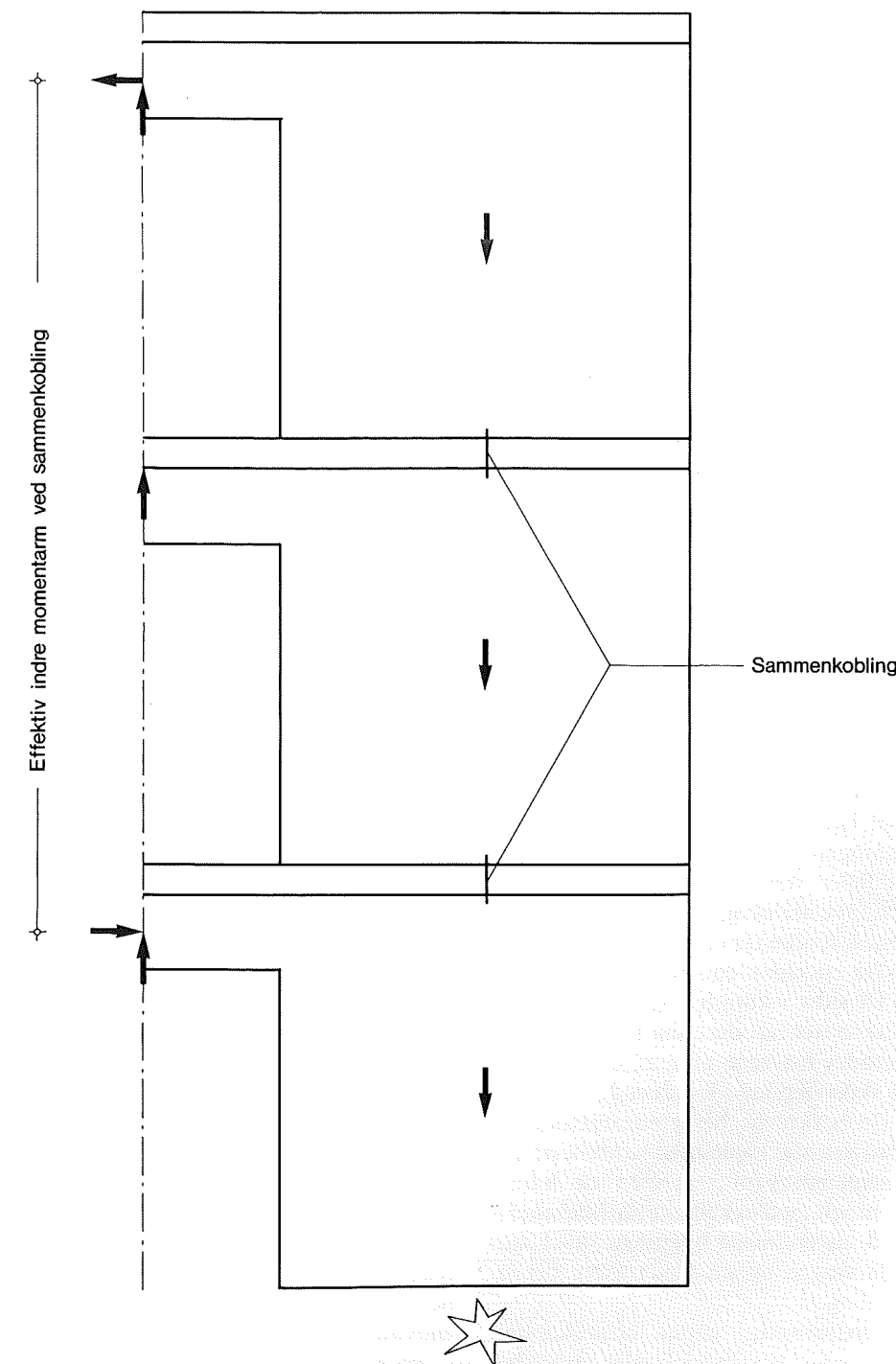
gur 88. Hvis ikke dørbjælken kan gøres stærk nok til at optage momentet og forskydningskraften, må der tages andre midler i brug. En af de mulige løsninger er vist på figur 89, hvor de enkelte etager er koblet sammen. Sammenkoblingen skal først og fremmest overføre vandret forskydningskraft; i nederste etage af udkragningen skal forbindelsen dog også overføre lodret træk. Det statiske system for de sammenkoblede etager skal vælges under hensyntagen til, om dørbjælkeenderne kan betragtes som indspændte eller som charniers. Armeringsføring og placering af lodrette fuger har i denne sammenhæng stor betydning.



Figur 87. Maximalværdien T_u for trækkræften i etagekrydsfugen bestemmes som den mindste af størrelserne etagekrydsarmeringens flydekraft $\Sigma A_{a,A}\sigma_a$ og hårnålebøjlernes flydekraft $\Sigma A_{a,B}\sigma_a$. I disse udtryk betyder A_a og σ_a det enkelte armeringsjerns tværsnitsareal og flydespænding.



Figur 88. Udkragede vægdele, etagevis bæring. Døråbninger medfører en meget betydelig reduktion af den indre momentarm.



Figur 89. Udkraget vægdel med døråbninger. Etagevis bæring er ikke sagen. Der må derfor udføres en sammenkobling af vægelementer fra etage til etage.

Denne SBI-anvisning beskriver de to sider af konstruktionsvurderingen: på den ene side beregning af snitkræfter og spændinger i skivebygninger af typen fleretages bolig- og kontorbyggeri; på den anden side bæreevnen af komponenter og samlinger i betonelementbyggeriet.

Anvisningens ene hovedkapitel, *Beregningsmodeller og -metoder*, gennemgår tre forskellige metoder til bestemmelse af snitkræfter i skivebygninger, nemlig en manuel metode og to edb-metoder.

Den manuelle metode er egentlig en hel række metoder, med en fælles struktur. Beregningerne kan baseres på forskellige sæt af antagelser om konstruktionens virkemåde – forskellige beregningsmodeller. Nogle af disse modeller og de deraf afledte beregningsprocedurer er beskrevet og illustreret ved eksempler.

De to edb-metoder er forskydningslagmetoden og elementmetoden (finite element method). Forskydningslagmetoden er realiseret i programmet SHEWALS, som er udviklet af SBI. Elementmetoden er realiseret i mange forskellige programmer, bl.a. i et sæt programmer med fællestitlen NARC, som ligeledes er udviklet af SBI. Anvisningen redegør for de beregningsmodeller, der ligger til grund for programmerne, og giver nogle få eksempler på, hvilke typer resultater man kan få fra en sådan edb-beregning.

Til sidst i kapitlet om beregning af snitkræfter er der angivet to simple metoder for beregning af snitkræfter i en skivevæg med lokalbrud.

De beskrevne beregningsmetoder er primært udviklede med henblik på betonelementbygninger, men de kan eventuelt med enkelte modifikationer – også anvendes på bygninger med murede vægge og på pladsstøbte betonbygninger.

Anvisningens andet hovedkapitel, *Bæreevne*, har speciel relation til betonelementbyggeriet. Anvisningen gennemgår bestemmelsen af bæreevnen af nogle af de komponenter og

samlinger, som oftest er dimensionsgivende.

Vægelementers bæreevne kan bestemmes ved beregning efter betonnormens regler. Lastens excentricitet er ikke helt entydigt fastsat i disse regler, men har stor indflydelse på bæreevnen. Anvisningen præsenterer derfor nogle supplerende regler for fastsættelse af excentriciteten.

I vurderingen af en betonelementbygning indgår også spørgsmålet om bæreevnen af dækelementernes vederlag. For de gængse dækelementtyper er dette spørgsmål i grove træk besvaret gennem laboratorieprøvning. Et traditionelt udformet 1,2 m bredt vederlag med otte betonknaster har vist sig at have en gennemsnitlig bæreevne på ca 90 kN. På grundlag af disse forsøg har boligministeriet godkendt, at en række fabrikater af dækelementer på visse betingelser anvendes uden særlig eftervisning af vederlagsbæreevnen.

Samlingen mellem overside og underside af vægelementerne i en bærende væg, hvori også dækelementernes vederlagsender indgår, benævnes etagekrydset.

Efter dansk praksis udformes etagekrydset ofte således, at kraftoverførslen fra de øvre etager foregår gennem fugebetonen, altså gennem et tværsnit, der er mindre end det normale vægtværsnit. Ved lodret last medfører indsnævringen af dette effektive vægtværsnit en vis bæreevnereduktion.

Etagekrydsets bæreevne er undersøgt gennem en række laboratorieforsøg, og et derpå baseret forslag til en bæreevnekurve er medtaget i anvisningen.

Den lodrette vægfuges forskydningsbæreevne er ligeledes undersøgt eksperimentelt. På grundlag af den her indhentede viden er der i anvisningen redegjort for samlingens revnelast, bæreevne og stivhedsforhold. Der er endvidere redegjort for, hvorledes disse forhold kan indgå i konstruktionsvurderingen.

Endelig er der i kapitlet et afsnit om bæreevnevurdering af en væg med lo-

kalbrud. I en sådan væg er der som regel langt større snitkræfter end i en væg i normaltstanden, men til gengæld accepteres også langt større deformationer. Brudmekanismer og bæreevneforhold er derfor specielle. De bæreevneoplysninger, der her gives, baserer sig på laboratorieforsøg.

[1] Bygningsreglement 1977. København. Boligministeriet. 1977. 224 s. A5.

[2] (SBI-publikation om progressiv kollaps). Under udarbejdelse. Anders Odgård og S. Øivind Olesen.

[4] Om jernbetonskivers styrke. M. P. Nielsen. København. Polyteknisk Forlag. 1969. 253 s. A5.

[5] Beregning efter plasticitetsteorien. M. P. Nielsen. i: Nordisk Betonkongres 1970 (manuskriptsamling). København. Dansk Betonforening. 1970. s. 251-284.

[6] Diagrammer til tilnærmet beregning af afstivende vægge. Klaus Hansen og S. Øivind Olesen. SBI-rapport 92. København. Statens Byggeforskningsinstitut. 1975. 24 s. A4.

[7] Statisk beregning af vindafstivende vægge i højhuse. Owe Eriksson. Ingeniøren nr. 15. 1961. s. 453-462.

[8] Analysis of Concrete Shear Wall Systems. Riko Rosman. Paper no. 23, International Symposium on Bearing Walls. Warszawa. Instytut Techniki Budowlanej. 1969. 8 s. A4.

[9] Brugervejledning for SHEWALS. Et edb-program til beregning af afstivende vægssystemer. København. Statens Byggeforskningsinstitut. 1973. 72 s. A4.

[10] Beregning af vægssystemer i skivebygninger. Mogens Buhelt og Klavs Feilberg Hansen. SBI-rapport 91. København. Statens Byggeforskningsinstitut. 1974. 180 s. A4.

[11] The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics. O. C. Zienkiewicz & Y. K. Cheung. London. Mc Graw-Hill. 1967. 272 s.

[12] Brugervejledning for NARC. Et sæt edb-programmer for løsning af opgaver inden for kontinuumsmekanik ved elementmetoden. København. Statens Byggeforskningsinstitut. 1971. 141 s. A4.

[13] NARC-SLICE. Per O. Kjærbye. Byggeindustrien nr. 7. 1971. s. 404-409.

[14] Estimation of the force distribution in locally damaged crosswall buildings. A. Odgård. Rapport nr. 054. bkf-centralen. Lyngby. 1976. 51 s. A4.

[16] Dansk Ingeniørforenings norm for betonkonstruktioner. DS 411. 2. udg. København. Teknisk Forlag. 1973. 64 s. + vejledning 55 s. A5.

[17] Dansk Ingeniørforenings norm for last på bærende konstruktioner. DS 410.1. 2. udgave. København. Teknisk Forlag. 1977. 55 s. A5.

[18] Recommandations internationales unifiées pour le calcul et l'exécution des structures en panneaux assemblés de grand format. CEB/CIB/UEAtc. Roma. AITEC, Via Santa Teresa 23, 00198 Roma. 1969. 277 s. A5.

[19] Bæreevneforsøg med knastvederlag for dækelementer. Owe Eriksson. Byggeindustrien nr. 9. 1968. s. 332-338.

[20] Forsøg med understopningsmørtel i søjlesamling. Anders Odgård. i: Dansk Betondag 1970 (manuskriptsamling). København. Dansk Betonforening. 1970. s. 27-31.

[21] Design of vertical keyed shear joints in large panel buildings. Klaus Hansen m. fl. (CIB Working Commission W 23 A). Building Research and Practice. July/August 1974. s. 202-215. Se også [23].

[22] La résistance aux efforts tangents des joints verticaux entre grands panneaux préfabriqués coplanaires. Michel Pommeret. Service d'Etude des Structures. Bulletin interne d'information no. 3. Saint-Remy-les Chevreuse. Centre Experimental de recherches et d'études du Batiment et des Travaux Publics (CEBTP). 1971. 192 s. A4.

[23] Keyed shear joints. SBI-rapport 97. Hørsholm. Statens Byggeforskningsinstitut. 1976. 52 s. A4. Indeholder bl.a. CIB-artiklen [21] og den afsluttende rapport vedr. DIAB's og SBI's vægfugeforsøg.

[24] Le comportement sous charges ou déformations répétées alternées des joints verticaux entre panneaux préfabriqués. M. Pommeret. Service d'Etude des Structures. Saint-Remy-les Chevreuse. Centre Experimental de recherches et d'études du Batiment et des Travaux Publics (CEBTP). 1972. 29 s. A4.

[25] Local behaviour of shear transfer and compression transfer joints. A. P. Backler, M. Baylik & M. J. Dill. i: The behaviour of large panel structures. CIRIA-report 45. London. Construction Industry Research and Information Association. 1973. s. 9-24.

[26] Strength of locally damaged walls consisting of large prefabricated concrete panels. A. Odgård. Rapport nr. 056. bkf-centralen. Lyngby. 1976. 70 s. A4.

[27] Etude expérimentale de joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de bâtiments. J. Fauchart & P. Cortini. Essais et mesures no 139. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Paris. 1972.

Supplerende litteratur

Building with large prefabricates. Bohdan Lewicki. Amsterdam/London. Elsevier. 1966. 460 s.

Tall Buildings. A. Coull & B. Stafford Smith red. Oxford/London. Pergamon Press. 1967. 607 s.

Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochhaus. Riko Rosman. Berlin/Heidelberg. Springer-Verlag. 1968. 317 s.

Rapport fra Dansk Ingeniørforenings fagråds udvalg for bygningers stabilitet ved lokal overpåvirkning. København. Dansk Ingeniørforening. 1969. 32 s. Bilag i særligt bind. A4.

Bestämmelser för betongkonstruktioner. Almäna konstruktionsbestämmelser. Publikation B7-1968. Statens Betongkommitté. Stockholm. Svensk Byggtjänst. 1969. 91 s. A5.

Bearing walls balanced by floors. Alf Jergling. Dissertation. Göteborg. Chalmers tekniska Högskola. 1973. 205 s.

Byggnaders beteende vid överpåverkningar. Sune Granström og Martin Carlsson. Stockholm. Statens institut för byggnadsforskning. 1974. 279 s. A4.

Local Failure in Panel Buildings. A Discussion illustrated by a Model Test. A. Odgård and S. Ø. Olesen. Rapport nr. 017. København. Byggeteknisk Konstruktionsforsknings Central. 1972. 111 s. A4.

Continuity reinforcement between precast floor slabs. A. Odgård. Rapport nr. 055. bkf-centralen. Lyngby. 1976. 90 s. A4.

Analysis of loadbearing walls in multi-storey buildings. Hans Petersson. Dissertation. Göteborg. Chalmers tekniska Högskola. 1974. 181 s.

Zur wirklichkeitsnahen Berechnung von Wandscheiben aus Fertigteilen. Heinz Schwing. Dissertation. Darmstadt. Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau der Technischen Hochschule Darmstadt. 1975. 245 s. A5.

Anvisningen er et hjælpemiddel ved konstruktionsvurdering for skivebygninger. Den henvender sig fortrinsvis til konstruktionsingeniører (statikere) og kan endvidere anvendes ved undervisningen på tekniske højskoler og teknika. Anvisningen beskriver indgående tre forskellige beregningsmetoder for snitkraftbestemmelse i skivebygninger. Endvidere indeholder den en oversigt over empirisk bestemte værdier for bæreevnen af de vigtigste standardkomponenter og -samlinger i betonelementbyggeriet. Endelig indeholder den vejledninger vedrørende vurdering af skivebygninger med lokalbrud.