

DEN POLYTEKNISKE LÆREANSTALT
LABORATORIET FOR HUSBYGNING

INDUSTRIALISERET BYGGERI
FORELÆSNINGER 1967-68

69.002.2 Sma St.F.

1968

A. PETER SNABE
MARTS 1968

FORORD

Det foreliggende hæfte er udarbejdet på grundlag af notater fra mine forelæsninger for de bygningsingeniørstuderende på 7. og 8. halvår under overgangsstudieplanen.

Materialet dækker kun en del af forelæsningerne, væsentligst emner, hvorom tilgængelig litteratur ikke findes. For så vidt angår de øvrige forelæsninger henvises til litteraturfortegnelsen og boglisten.

For tilladelsen til gengivelse af en række figurer og beregningseksempler takker jeg hermed rådgivende ingeniørfirma P. E. Malmstrøm.

A. Peter Snabe

61314 *il*

INDHOLDSFORTEGNELSE

1. <u>Byggeriets industrialisering</u>	side	5
1.1 Generelt	-	6
1.2 Definition	-	7
1.3 Terminologi	-	7
1.4 Industrialiseringens kendetegn	-	8
1.5 Industrialiseringens forudsætninger	-	9
2. <u>Konstruktionsbestemmelse</u>	-	28
2.1 Generelt	-	29
2.2 Statiske funktionskrav	-	32
2.3 Statiske påvirkninger	-	34
2.4 Statisk beregning	-	45
3. <u>Afstivende system</u>	-	47
3.1 Generelt	-	48
3.2 Bygningstyper	-	48
3.3 Statiske virkemåde	-	53
3.4 Beregningsforudsætninger	-	53
3.5 Beregningsmodel	-	54
3.6 Kraftbestemmelse	-	55
3.7 Idealisering af det afstivende system	-	58
3.8 Særlige betragtninger	-	60
3.9 Beregningseksempel	-	65
4. <u>Dæk</u>		
4.1 Terminologi	-	77
4.2 Generelt	-	77
4.3 Beregningsforudsætninger	-	78
4.4 Fordeling af belastninger	-	78
4.5 Lejeforhold	-	84
4.6 Beregningseksempel	-	85

5. <u>Vægge</u>	side	93
5.1 Terminologi	-	94
5.2 Generelt	-	95
5.3 Beregningsforudsætninger	-	97
5.4 Fordeling af belastninger	-	97
5.5 Beregningseksempel	-	101
6. <u>Facader og gavle</u>	-	110
6.1 Terminologi	-	111
6.2 Generelt	-	111
6.3 Beregningsforudsætninger	-	112
6.4 Ophængning af forstøbning	-	116
6.5 Beregningseksempel	-	118
7. <u>Fuger</u>	-	123
7.1 Generelt	-	124
7.2 Funktionskrav	-	124
7.3 Kraftoverførende fuger	-	126
7.4 Facadefuger	-	136
7.5 Andre fuger	-	136
8. <u>Litteraturliste</u>	-	140
A. Egentlige bøger	-	141
B. Rapporter, særtryk o.l.	-	141
C. Normer, forskrifter	-	143
D. Tidsskrifter	-	144
E. Håndbøger, ordbøger	-	144
F. Projekter	-	145
G. Modulordningen, standardblade og rekommendationer	-	145

1. BYGGERIETS INDUSTRIALISERING

- 1.1 Generelt
- 1.2 Definition
- 1.3 Terminologi
- 1.4 Industrialiseringens kendetegn
- 1.5 Industrialiseringens forudsætninger

1. BYGGERIETS INDUSTRIALISERING

1.1 Generelt

Byggeriets formål er mangetydigt. Ofte er formålet defineret som behovstilfredsstillelse.

Det fremtidige byggeri i Danmark, målt f. eks. i m^2 etageareal, vil være stærkt stigende, afhængigt af det øgede behov, hvis enkelte faktorer kan opdeles som følger:

1. Befolkningstilvæksten
2. Befolkningens geografiske fordeling
3. Befolkningens aldersfordeling
4. Befolkningens civilstandsfordeling
5. Husstandsfrekvensen
6. Nettoindvandringen
7. Udviklingen i nationalindkomsten
8. Saneringens omfang
9. Forbrugets sammensætning
10. Den politiske faktor
 - a. Ønsket om en lejlighedsreserve
 - b. Financieringsvilkår
 - c. Lejeregulering
 - d. Ejerlejligheder
 - e. Afskrivningsregler

Det samlede resultat er et stærkt forøget byggeri. En række prognoser er udført og viser, at det årlige byggeri i Danmark målt i m^2 etageareal vil være ca. 3 gange så stort år 2000 som år 1965. En tilsvarende udvikling kan forventes at finde sted også i udlandet.

Et så voldsomt forøget byggeri kan kun gennemføres ved "rationelt tilrettelagt byggeri med anvendelse af mindst mulig arbejdskraft". (Betænkning nr. 364 vedr. Den mulige forøgelse af boligbyggeriet, 1964). Byggeprocessen må omstilles til maskinel fremstilling af produkterne. For medens en arbejders ydeevne (målt i kcal/h, kgm/h el. lign.) er nogenlunde den samme som for 1000 år siden, så fordobles maskinernes ydeevne i løbet af et årti p. g. a. større viden og bedre teknik.

1.2 Definition

Ved byggeriets industrialisering forstås byggeprocessens omstilling til fabriksdrift. Indenfor en overskuelig fremtid kan man ikke forvente at denne omstilling skal være fuldstændig, da en lang række bygningsfunktioner er afhængige af forsyning med vand, el, afløb m.v. Denne forsyning organiseres normalt fra centrale værker til de enkelte bygninger og gør derfor disse afhængig af en given geografisk placering. En praktisk anvendelig definition vil derfor være at industrialiseret byggeri er fremstilling af bygninger i størst mulig udstrækning på fabrikker.

1.3 Terminologi

Inden for husbygningsområdet anvendes en lang række fagudtryk som normalt kun er forståelige for fagets udøvere. Her skal alene gennemgås en række udtryk af betydning for forståelsen af de efterfølgende afsnit.

Bygning : Begrebet bygning er ikke entydigt defineret, men normalt forstås herved en fast konstruktion bestemt for bolig eller arbejdsplads.

En bygning opdeles i en række bygningsdele, som kan grupperes i 4 hovedgrupper:

- a. Konstruktioner
- b. Installationer
- c. Kompletterende dele
- d. Inventar

Se figur 1.3A.

Bebyggelse : Bebyggelse defineres i byggeloven som bygninger, tank- og beholderanlæg, tribuner, transportbroer, tunnelanlæg, kraner m.v.

Råhus : Herved forstås bygningens konstruktioner.

Bærende system : Herved forstås det konstruktions-system, der udgøres af alle bygningsdele, der påvirkes af mere end egenvægt.

Afstivende system: Herved forstås det konstruktions-system, der sikrer bygningens stabilitet mod vandrette kræfter.

- Vægge og søjler : Bygningsdele, der i forhold til bredden har en stor udstrækning i et lodret plan eller efter en lodret linie benævnes henholdsvis vægge og søjler (se figur 1.3B).
- Dæk og bjælker : Bygningsdele, der i forhold til højden har en stor udstrækning i et vandret plan eller efter en vandret linie benævnes henholdsvis dæk og bjælker (se figur 1.3B).
- Bygningsprodukter: Alt der er produceret af mennesker til brug ved byggeri.
Bygningsprodukter består af (rå)materialer og komponenter.
(Efter ISO: Building products).
- Råmaterialer : Bygningsprodukter, der endnu ikke har fået sin endelige geometriske form.
(Efter ISO: Raw materials).
- Komponenter : Alle andre bygningsprodukter med fastlagt udstrækning i mindst to på hinanden vinkelrette retninger.
(Efter ISO: Components. Endvidere defineres: "Large components" som komponenter, hvor mindst een dimension er lig med en dimension af et beboelsesrum).

1.4 Industrialiseringens kendetegn

Et industrialiseret byggeri kendetegnes ved at byggeprocessen falder i to klart adskilte afsnit:

- A: Fabrikation ved anvendelse af mekaniseret udstyr et sted
- B: Montage uden tildannelse i få operationer et andet sted.

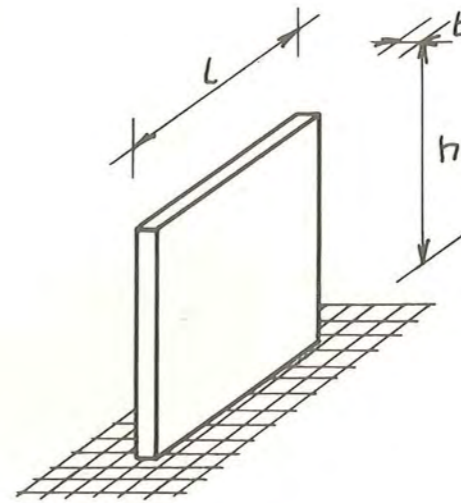
Det enkelte byggeri karakteriseres endvidere ved følgende forhold:

1. Masseproduktion
2. Helårsproduktion
3. Små tolerancer

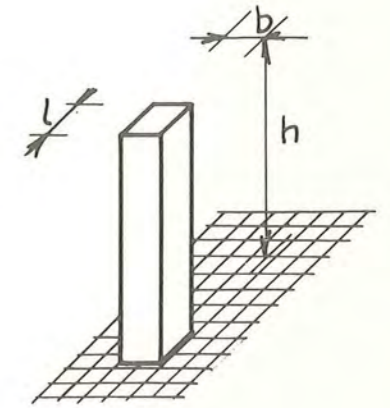
BYGNINGSDELE

- | | |
|--------------------------|--|
| 1. <u>Konstruktioner</u> | Fundamenter
Bærende vægge
Dæk
Facader
Gavle
Lette vægge
Trapper
Tag |
| 2. <u>Installationer</u> | Vand
Varme
Sanitet
El
Svagstrømsanlæg
Gas
Ventilation
Elevatorer |
| 3. <u>Komplettering</u> | Gulve
Døre
Skabe
Paneller
Maling
Tapetsering |
| 4. <u>Inventar</u> | Køleskabe
Komfurer
Møbler |

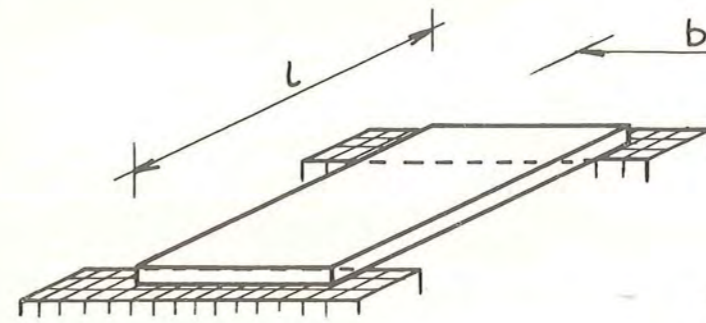
Figur 1.3A



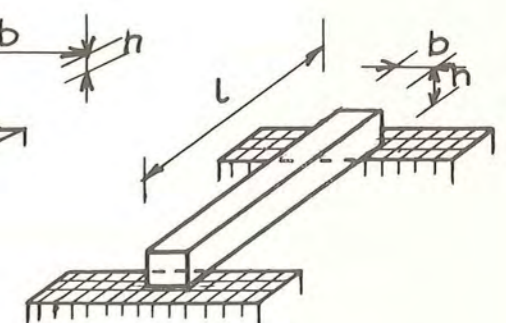
VÆG (SKIVE)
 $h \geq 6 \cdot b$, $l \geq 3 \cdot b$



SØJLE
 $h \geq 6 \cdot b$, $l < 3 \cdot b$



DÆK (PLADE)
 $l \geq 6 \cdot h$, $b \geq 3 \cdot h$



BJÆLKE
 $l \geq 6 \cdot h$, $b < 3 \cdot h$

Figur 1.3B

4. Råhus af komponenter
5. Store komponenter
6. Montagearbejde uden tildannelse
7. Tørt byggeri
8. Helårsmontage
9. Totalprojekteret, koordineret byggeri.

1.5 Industrialiseringens forudsætninger

De nødvendige forudsætninger for byggeriets industrialisering falder i to hovedgrupper: De politiske forudsætninger og de tekniske forudsætninger.

A. Kontinuitet (Den politiske forudsætning)

Der må skabes muligheder for en langtidstilrettelægning af produktionen, idet man ellers ikke kan forvente, at den nødvendige investering i et kostbart produktionsapparat vil foregå. Indgreb, der forrykker balancen i byggesektoren må foregå med så langt varsel, at produktionsapparatet kan omstilles herefter, idet en stabil efterspørgsel er afgørende for byggeproduktionens økonomi.

B. Repetition (Den tekniske forudsætning)

For at udnytte et givet højt mekaniseret produktionsapparat bedst muligt, er repetition en helt afgørende faktor. Ved repetition forstås ganske enkelt det at søge de enkelte tekniske løsninger gentaget så mange gange som muligt samtidig med at antallet af afvigende løsninger reduceres til et minimum.

Repetition kan opnås gennem standardisering og gennem variantbegrænsning.

1. Standardisering

- 1.1 International standardisering (f. eks. gennem ISO, International organization for standardization. Eksempler på standardisering er måleenheder og tekniske betegnelser, men også fysiske genstande: Bolte, møtrikker, skruer o. s. v.). Eks., se figur 1.5A.

- 1.2 National standardisering (væsentligst gennem DS, Dansk Standardiseringsråd, som har udgivet en lang række for byggeindustrien væsentlige standards, se litteraturfortegnelsen, hvor en lang række eksempler er angivet. Eks., se figur 1.5B.
Den væsentligste standardiseringsopgave inden for byggeriet er utvivlsomt Modulordningen, som er en forudsætning for den industrielle produktion af råhuskomponenter. Se A.08).
- 1.3 Branche-standardisering (f. eks. Dansk Ingeniørforenings normer, vejledninger m. v., hvoraf en del er udgivet som DS.) Se også her litteraturfortegnelsen.
- 1.4 Firma-standardisering (indenfor det enkelte firma vil man ofte have en række standard-løsninger, som anvendes fra byggesag til byggesag. De projekterende teknikere har lettest ved at gennemføre en sådan standardisering, som imidlertid taber noget i effekt, hvis der ikke er samme entreprenør på de enkelte byggesager. Entreprenørens ønske om standardisering fra byggesag til byggesag lider ofte en krank skæbne p. g. a. at teknikerne ikke er de samme på de forskellige projekter). Eks., se figur 1.5C.
- 1.5 Sagsstandardisering. Meget væsentlige muligheder for standardisering ligger indenfor den enkelte byggeopgave. Eksempelvis kan nævnes:
 - a. Husdybder, -længder og -højder.
 - b. Planlægning, f. eks. lejlighedstyper
 - c. Rumbredder, -dybder og -højder
 - d. Komplekse rum, f. eks. køkken, bad, W. C.
 - e. Bygningsdele, f. eks. hele vægge
 - f. Bygningskomponenter (det mest oplagte standardiseringsemne)
 - g. Del af bygningskomponenter (f. eks. sideforme)
 - h. Forbrugsgods (f. eks. bolte, søm, fugemateriale).Eksempler, se figur 1.5D, 1.5E og 1.5F.

2. Variantbegrænsning

Variantbegrænsning er egentlig en sagsstandardiseringsopgave, men adskiller sig fra egentlig standardisering ved den meget komplekse arbejdsrutine.

Komponenterne til et aktuelt byggeri opdeles i følgende grupper:

- a. Standardkomponenter. (Grundtyper og simpelt afledede: "Katalogvarer").
- b. Variantkomponenter. (Komponenter der, uden at være standardkomponenter, umiddelbart kan fremstilles af det givne produktionsapparat).
- c. Specialkomponenter. (Komponenter der ikke kan fremstilles af det givne produktionsapparat).

Eksempel, se figur 1.5G, 1.5H og 1.5I.

Den ideelle situation er naturligvis den, at samtlige komponenter er standardkomponenter. Hvis dette ikke er muligt, bør følgende forhold iagttages:

2.1 Komplexitetsvurdering.

Projektet gennemgås omhyggeligt, idet der foretages en vurdering af hvor komplekse de enkelte komponenter er, d. v. s., hvilke komponenter er standard-, variant- og specialkomponenter, idet specialkomponenter søges undgået. Kan specialkomponenter ikke undgås, bør komponenterne til gengæld udnyttes til at reducere antallet af variantkomponenter, idet de enkelte specialkomponenter gøres så komplekse som forsvarligt. Som eksempel på en sådan vurdering, se figur 1.5J.

2.2 Funktionsseparation.

Hvis komponenterne har en række forskellige funktioner (f. eks. et let facadekomponent som skal anvendes 1) mellem altan og stue, 2) i facade, 3) i facade ved tværvæg til venstre og 4) i facade ved tværvæg til højre) bør de enkelte funktioner separeres, hvorved man med et ringe antal delkomponenter kan fremstille et stort antal varianter (som grundelement vælges facadekomponenten mellem altan og stue, facadekomponenten i facade fremstilles ved at tilføje en "tå" til grundkomponenten, komponenterne ved tværvæg fremstilles ved at tilføje et

sidestykke til venstre henholdsvis højre). Eksempler, se figur 1.5K og 1.5L.

2.3 Varianttypisering.

For at reducere det samlede antal forskellige variantkomponenter, bør disse standardiseres ved at udvælge og tillempede forskellige, færre typer. Ved udsparringsdæk, hvor forskellige typer udsparring er nødvendige, kan man ved at anvende en lidt større udsparring end nødvendig for een funktion samtidig opfylde en anden funktion o. s. v. Eksempler, se figur 1.5M.

**PIPES OF PLASTICS MATERIALS FOR THE TRANSPORT OF FLUIDS
(OUTSIDE DIAMETERS AND NOMINAL PRESSURES)**

PART I: METRIC SERIES

1. FIELD OF APPLICATION AND SCOPE

This ISO Recommendation applies to circular plastics tubes for the transport of fluids, whatever their method of manufacture, their composition and their use. The object is to fix outside diameters and working pressures.

It is intended to serve as a *guide* to manufacturers and users, and as a *basis* for specific standards for a given material or a definite application.

2. OUTSIDE DIAMETERS OF TUBES

The tubes should have one of the following outside diameters, expressed in millimetres (see Table 1 below):

TABLE 1
Outside diameters of tubes

2.5	25	160
3	32	180
4	40	200
5	50	225
6	63	250
8	75	280
10	90	315
12	110	355
16	125	400
20	140	

For larger sizes, the series R 20 of the preferred numbers laid down in ISO Recommendation R 3 - *Preferred Numbers - Series of Preferred Numbers* should be followed.

3. TOLERANCES ON OUTSIDE DIAMETERS OF TUBES

The permissible deviations of the outside diameters of plastics tubes should be positive, in the form $\begin{matrix} +x \\ +0 \end{matrix}$.

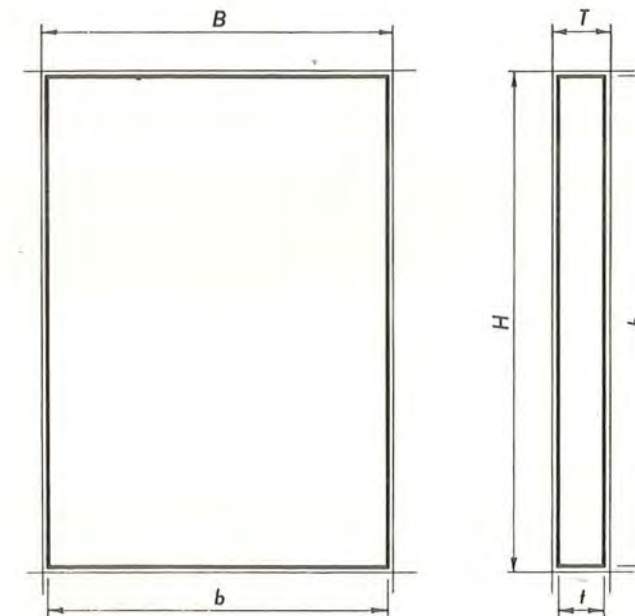
Figur 1.5A

Efter 3 års forløb skal denne DS-Rekommandation tages op til fornyet behandling med henblik på muligheden for godkendelse som Dansk Standard. Erfaringer fra rekommandationens anvendelse i praksis bedes derfor venligst meddelt Dansk Standardiseringsråd. Gyldighedsperioden er, fra december 1966, forlænget med en ny periode på højst 3 år.

Denne rekommandation er tilpasset modulordningen for byggeriet.*)

1. Anvendelsesområde

- 1.1 Denne rekommandation angiver mål for massive, rumhøje, bærende skillevægskomponenter af beton.
- 1.2 Præferencemålene er valgt med henblik på komponenternes anvendelse i normale etager i boligbyggeri.



Byggemål:

Bredde B
 Højde H
 Tykkelse T

Tilvirkningsmål:

Bredde b
 Højde h
 Tykkelse t

2. Byggemål ifølge modulreglerne

- 2.1 Bredden B : skal være delelig med planlægningsmodulen 3M.
- 2.2 Højden H : skal være bruttoetagehøjden (28M) minus tykkelsen over vederlaget (normalt 2M). (Se note 2 side 2)
- 2.3 Tykkelsen T : = tilvirkningsmålet t (se pkt. 3.6) med tillæg for tilvirkningstolerance, monterings-tolerance, eventuelle overfladebehandlinger og eventuelle fugetykkelser.

*) Oplysning om Danske Standards og DS-Rekommandationer med tilknytning til modulordningen kan fås ved henvendelse til Dansk Standardiseringsråd.

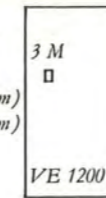
Standardvægge

12 M

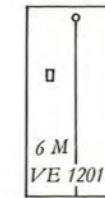
Standard vægge

$b = 119,7$

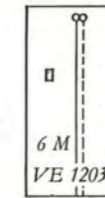
Vægt: 1030 kg (15 cm)
1240 kg (18 cm)



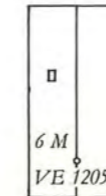
Grundelement



Loft-el (enkelt)



Loft-el (dobbel)



Antenne (enkelt)



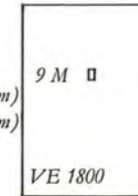
Køkken-el (enkelt)

18 M

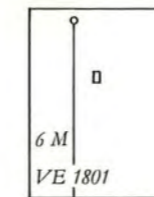
Standard vægge

$b = 179,7$

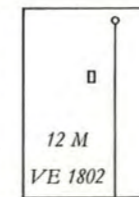
Vægt: 1540 kg (15 cm)
1850 kg (18 cm)



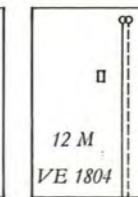
Grundelement



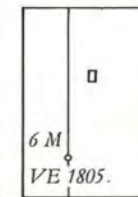
Loft-el (enkelt)



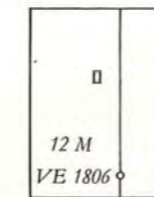
Loft-el (enkelt)



Loft-el (dobbel)



Antenne (enkelt)



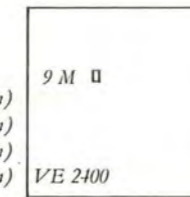
Antenne (enkelt)

24 M

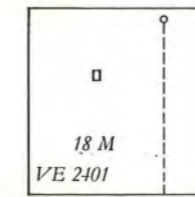
Standard vægge

$b = 239,7$

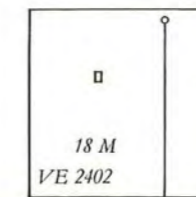
Vægt u/dør: 2060 kg (15 cm)
m/dør: 1490 kg (15 cm)
u/dør: 2480 kg (18 cm)
m/dør: 1790 kg (18 cm)



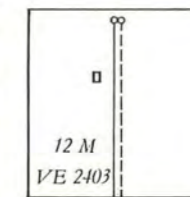
Grundelement



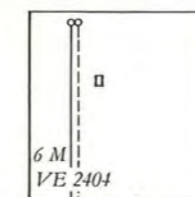
Loft-el (enkelt)



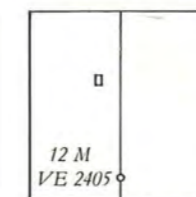
Loft-el (enkelt)



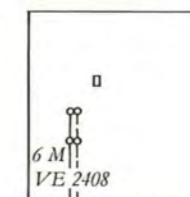
Loft-el (dobbel)



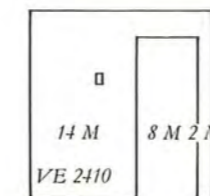
Loft-el (dobbel)



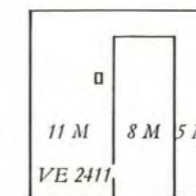
Antenne (enkelt)



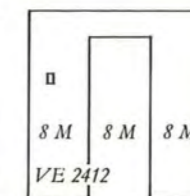
Køkken-el (dobbel)



Dør



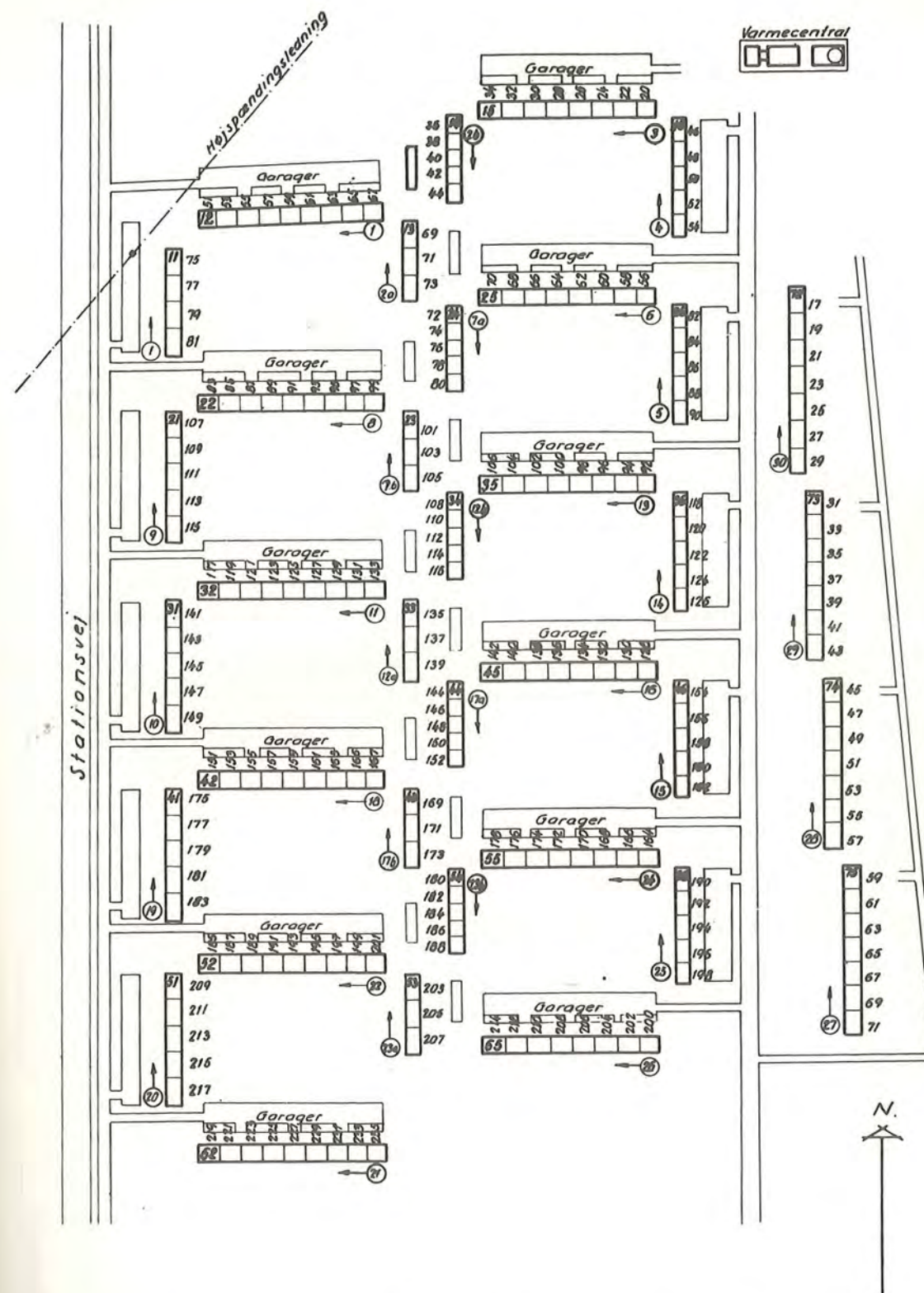
Dør



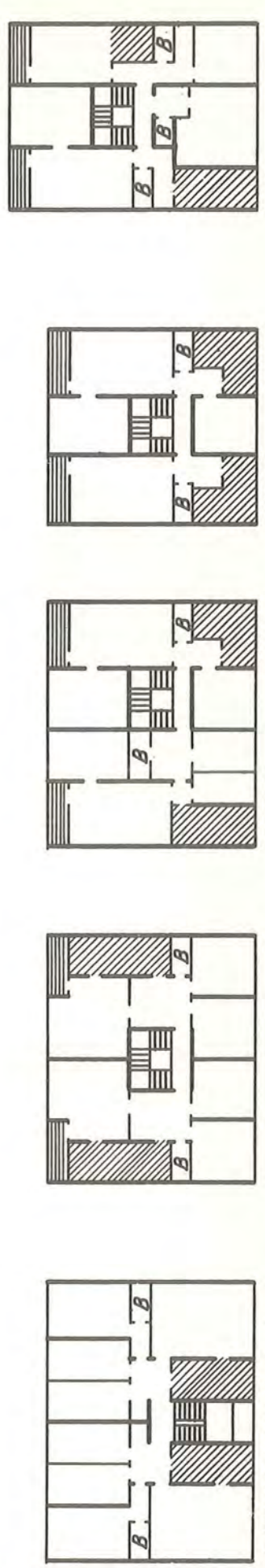
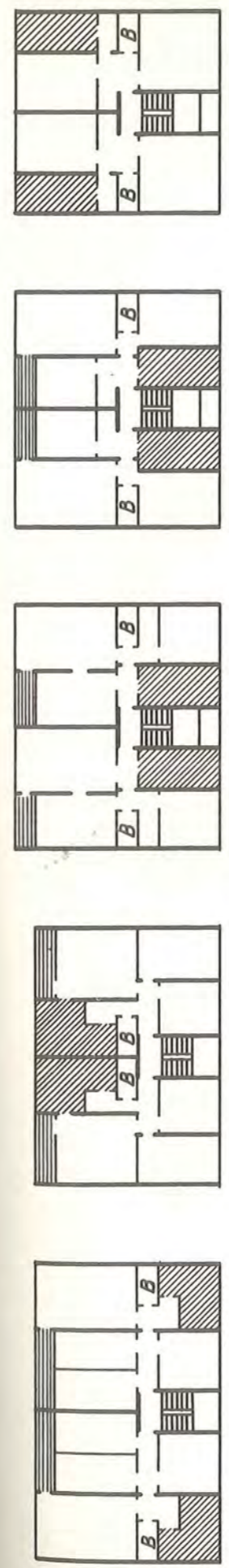
Dør

Eksempel på firmastandardisering (Modulbeton A/S)

Figur 1.5C



Eksempel på sagsstandardisering, Hedegården. Der anvendes kun 5
 bloktyper
 Figur 1.5D

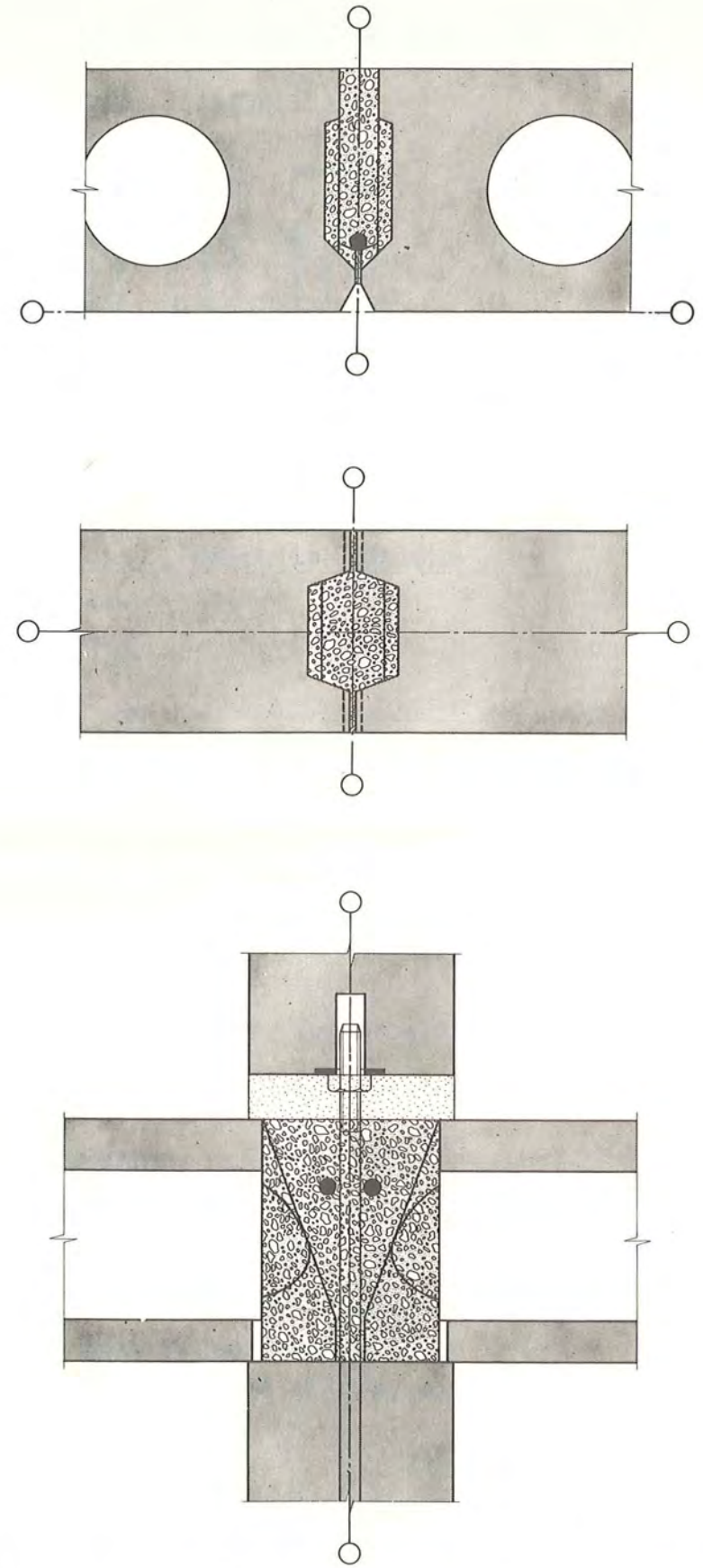


KØKKEN KITCHEN
 ALTAN BALCONY
 B BAD BATH

ARCHITECTS M.A.A.:
 AGERTOFT & JUUL MØLLER * BARTHOLDY & OLSSON * BO & HALLBERG * MILTHERS * USSING
 BALLERUPPLANEN

Eksempel på sagsstandardisering, Ballerupplanen. Der anvendes 2 køkkentyper, 2 altantyper, 1 badtype + spejlvendte.

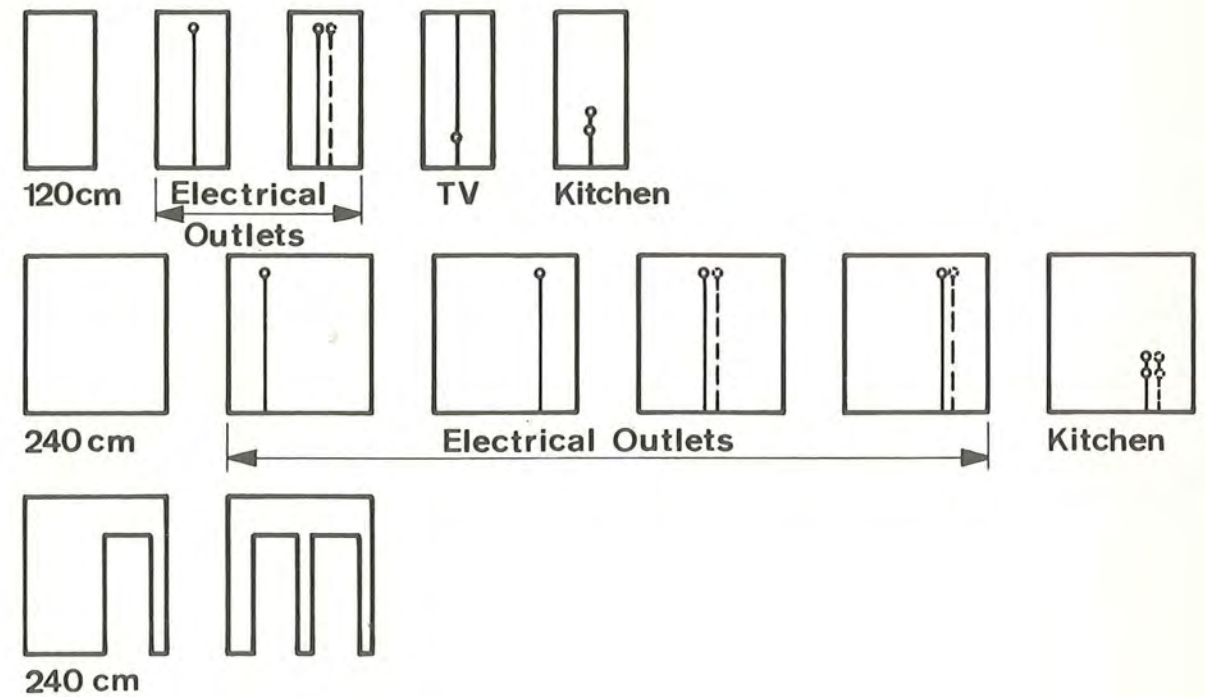
Figur 1.5E



Eksempel på sagsstandardisering, Ballerupplanen. Standardiserede
samlingsdetaljer

Figur 1.5F

Standardvægkomponenter (eksempler):



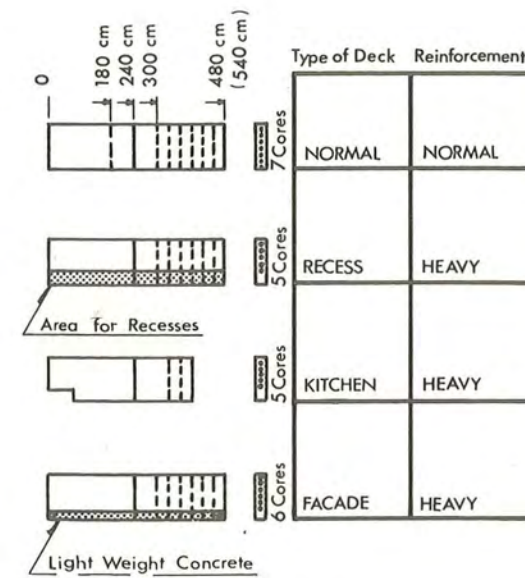
Variantkomponenter (eksempler):

1. Komponenter med udsparinger for trappeknast
2. Komponenter med inserts i side
3. Komponenter med længde 180 cm.
4. Armerede komponenter

Specialkomponenter (eksempler):

1. Komponenter i andre bredder (længdeafstivning)
2. Komponenter i andre højder (kælder)
3. Komponenter i større bredde end 240 cm.

Standarddækkomponenter og variantkomponenter, (eksempler).



Specialkomponenter (eksempler)

1. Badplader
2. Trappereposer
3. Trappeløb
4. Altanplader

Dækkkomponentopdeling, eksempel.

Fig. 1.5H

Industrialiseret boligbyggeri								
8 - etager 836 lejligheder				4 - etager 1752 lejligheder				
Vægge		Dæk		Vægge		Dæk		
Antal typer	%	Antal typer	%	Antal typer	%	Antal typer	%	
1. Standardkomp.								
1.1 Grundtyp.	3	19	4	70	2	17	9	66
1.2 Andre	4	16	2	9	5	30	8	23
2. Variantkomp.								
2.1 P.g.a. facade	3	14	2	9	-	-	-	-
2.2 P.g.a. altan	2	9	-	-	-	-	-	-
2.3 P.g.a. bad	1	4	-	-	-	-	-	-
2.4 Andre	6	21	8	11	10	39	8	6
3. Spec.komp.								
2.1 P.g.a. trappe	13	17	-	-	-	-	-	-
2.2 Andre	-	-	2	-	8	14	12	5
	32	100	18	100	25	100	37	100

Dæk- og vægkomponenter opdelt i antal typer og relativ fordeling på typerne. Eksempel fra industrialiseret boligbyggeri.

Figur 1,5I

MODULAR SYSTEM 30x120 cm.

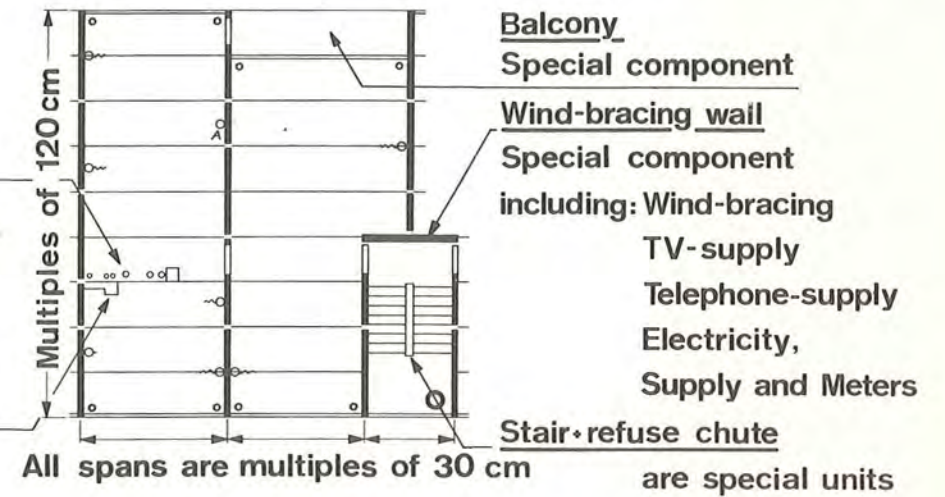
for 2,5 ton multi-lay-out-system.

Load-bearing crosswalls, facade independent of system

MAXIMUM OF SIMPLE COMPONENTS + STANDARDISED SPECIAL UNITS

Bathrooms are identical in all flats. Special component with different modular spans

Kitchens based upon standard joinery and standard plumbing-ventilation-unit in standard recess

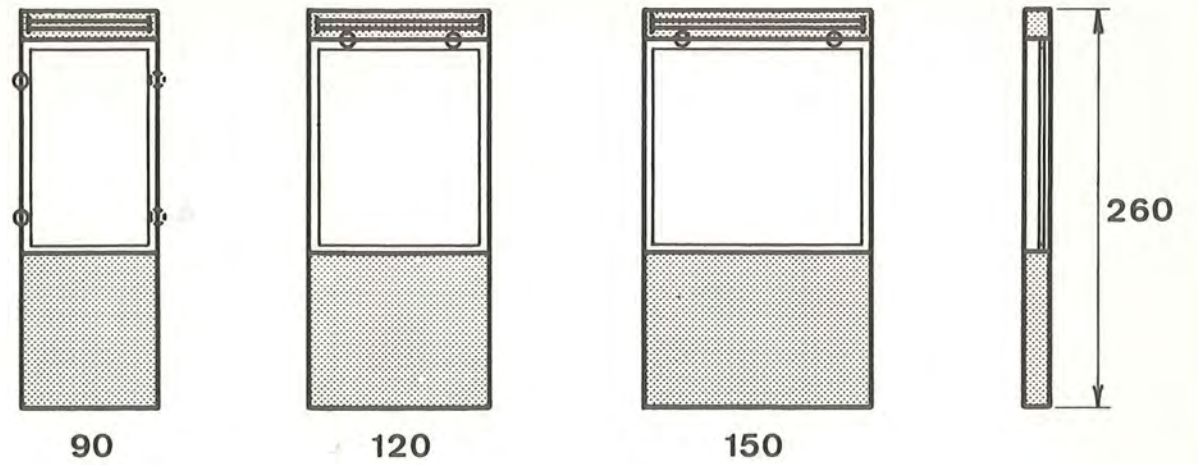


Bathroom-standard and Kitchen-standard separated to allow maximum freedom in planning. Might have been combined in this example. If so a third standard would have been created, giving higher overall prices for all lay-outs.

Komplexitetsvurdering.

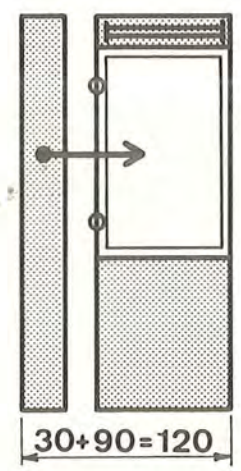
Projektet gennemgås omhyggeligt idet der foretages en vurdering af hvor komplekse de enkelte komponenter er, idet specialkomponenter søges undgået. Kan specialkomponenter ikke undgås bør komponenterne til gengæld udnyttes til at reducere antallet af variantkomponenter, idet de enkelte specialkomponenter gøres så komplekse som forsvarligt.

Fig. 1.5J

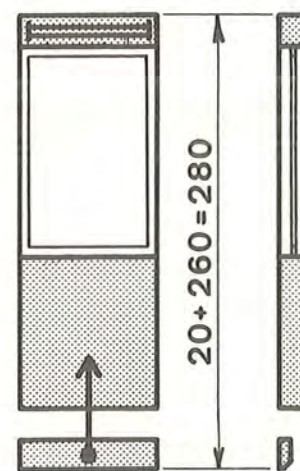


Right- or
left-hinged

BASIC FACADE UNITS
For 30cm modular system

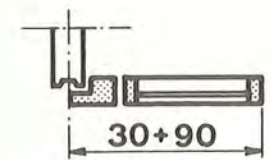


Right or left-handed
at crosswalls



Down-stand
to cover floors

Down-stand at facades
but not behind balconies



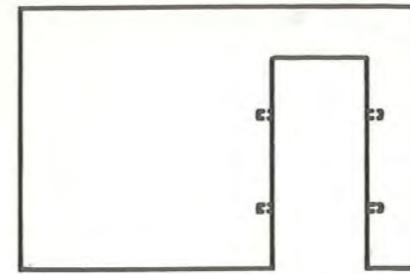
COMBINED FACADE UNITS
Basic facades+special attached
units simplify production

Funktionsseparation

Hvis komponenterne har en række forskellige funktioner, bør de enkelte funktioner separeres hvorved man med et ringe antal delkomponenter kan fremstille et stort antal varianter.

Fig. 1.5K

DOOR WALL



Wall-component
1 variant

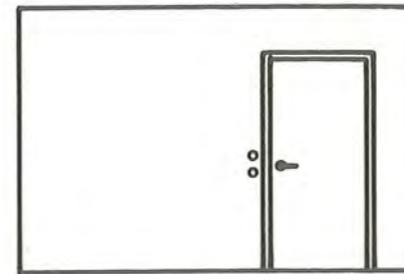


Door-frame
2 variants
(right or left)



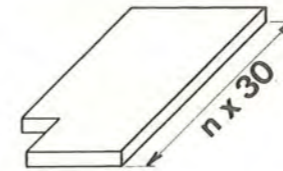
Architraves
1 horizontal
4 vertical
(0-3 switches)

Multi-lay-out-system
Separation of supplies.
200 possible combinations

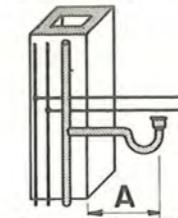


Standard-lay-out-system
Completed component cast in suppliers pre-selected combination

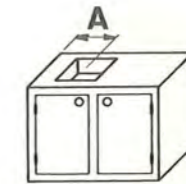
KITCHEN



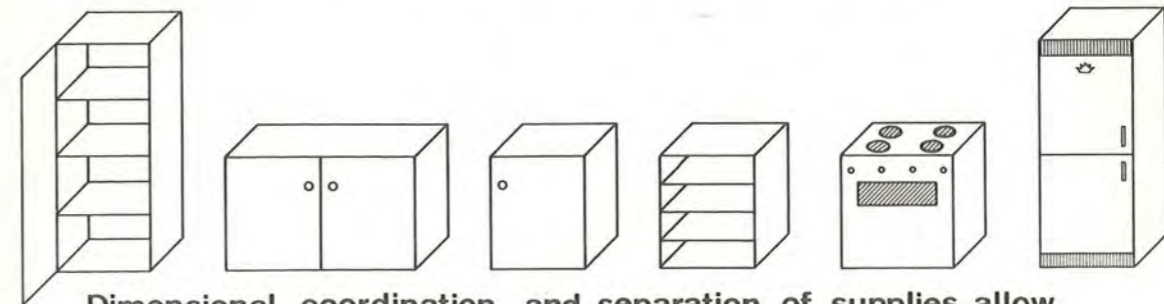
Floor component
Standard recess,
1 variant (+ handed one)
for each span.



Ventilation-plumbing-unit
1 variant (+ handed one)
gives 4 alternate positions
of sink around each floor joint.



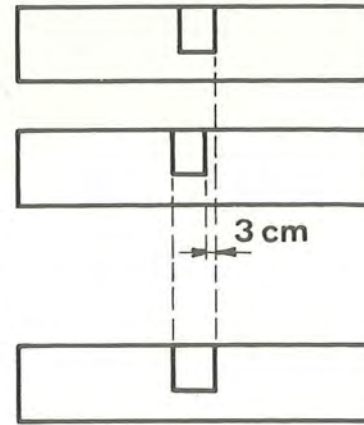
Kitchen-joinery-unit with sink.
1 variant (+ handed one)



Dimensional coordination and separation of supplies allow unlimited kitchen-lay-outs

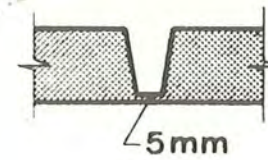
Funktionsseparation: Se tekst til figur 1.5K

Fig. 1.5L

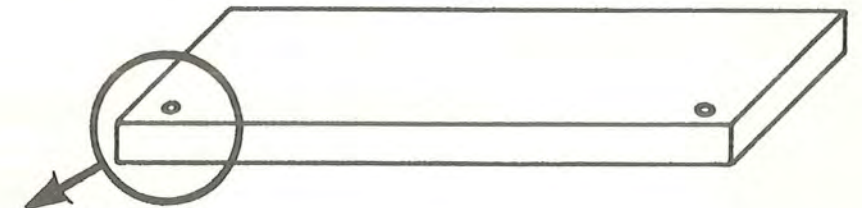


Nøjagtig udsparring giver besparelse på byggepladsen (hver komponent sin egen form)

Bredere udsparring reducerer antallet af variantkomponenter
 Besparelsen på fabrikken skal sammenholdes med merudgiften på byggepladsen.



Slås ud hvor det er nødvendigt.



Et dæk-komponent (4 varianter i en)
 Fire mulige arrangementer for ledningsføring (0-0, 0-X, X-0, X-X)

Varianttypisering

For at reducere det samlede antal forskellige variantkomponenter, bør disse standardiseres ved at udvælge og tillempes forskellig, færre typer.

Fig. 1.5M

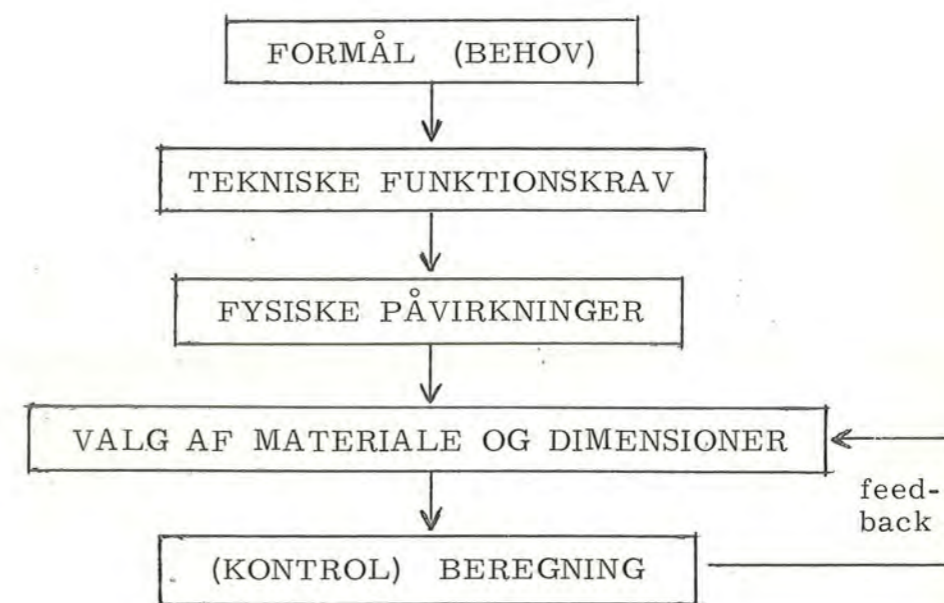
2. KONSTRUKTIONSBESTEMMELSE

- 2.1 Generelt
- 2.2 Statiske funktionskrav
- 2.3 Statiske påvirkninger
 - 2.31 Indledning
 - 2.32 Påvirkningstyper
 - 2.33 Påvirkningsstadier
 - 2.34 Påvirkningsarter
- 2.4 Statisk beregning

2. KONSTRUKTIONSBESTEMMELSE

2.1 Generelt

Materialevalg og dimensionsfastlæggelse for en given bygningsdel er underkastet en kompliceret arbejdsrutine, traditionelt omfattende en række forskellige fagområder. Proceduren er i princippet ens for de forskellige fagområder og er skematisk angivet i nedenstående figur:



a. Formål.

Herved forstås en definition af bygningens egentlige formål, en definition der for boligens vedkommende vil være politisk betonet. Erik Høeghs definition lyder: En bolig skal skabe den bedst mulige ramme for udfoldelsen af menneskets skaberevne. Ofte anses formålet dog at være lig behovstilfredsstillelse, hvorved definitionsproblemet er indskrænket til at registrere de faktiske behov, som bygningen skal tilfredsstille. Det er normalt den enkelte bygherre, der meddeler behovet. For boligbyggeriets vedkommende har SBI (Statens Byggeforsknings-Institut) registreret behovene i form af en række kravlister.

b. Tekniske funktionskrav.

Ud fra kendskabet til bygningens formål opstilles en række forskellige funktionskrav, hvis opfyldelse sikrer at bygningens

formål er tilgodeset. Det akustiske funktionskrav kan eksempelvis være krav om et maksimalt lydniveau, det statiske funktionskrav f. eks. krav om at sandsynligheden for stabilitetsbrud skal være mindre end 10^{-6} . Normalt er funktionskravene betydeligt mere "bastante", idet de i stor udstrækning fastlægges gennem bygningsreglementer o.l. ved egentlige tekniske krav, f. eks. at lydreduktionstallet for en given væg skal være 52 dB, eller sikkerheden mod trykbrud i en trækonstruktion skal være 5.

c. Fysiske påvirkninger.

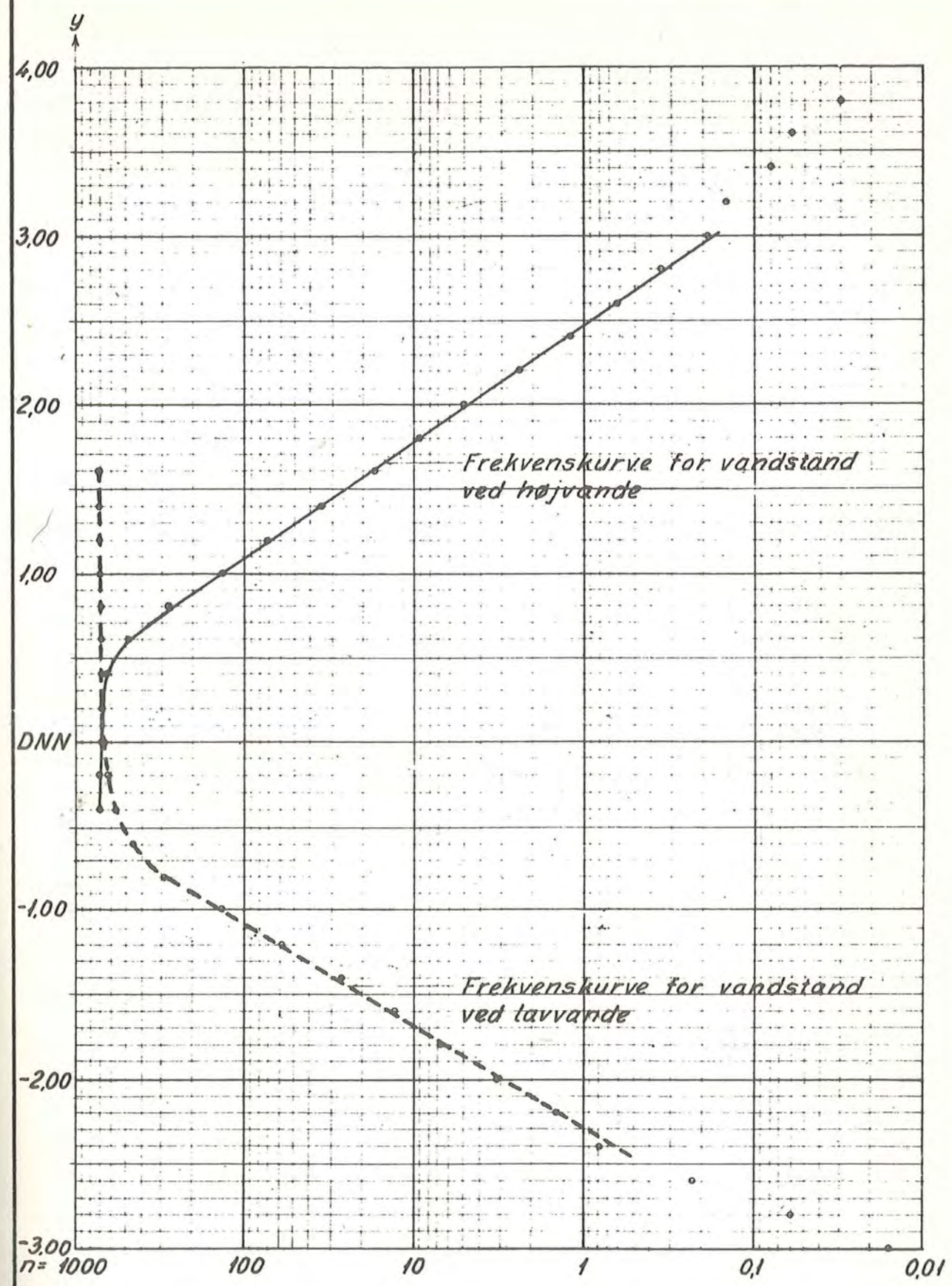
For at kunne foretage et korrekt materialevalg og dimensionsfastlæggelse kræves naturligvis et nøje kendskab til de fysiske påvirkninger, f. eks. nyttelast, meteorologiske forhold, støj o. s. v. Disse fysiske påvirkninger er i nogen udstrækning normlagte som regel ved en max. værdi. Påvirkningerne burde i stedet for angives ved sandsynlighedskurver for givne påvirkninger, hvilket ville muliggøre statistiske dimensioneringsmetoder. Se figur 2.1A, der viser frekvenskurver for vandstande ved Esbjerg havn til brug for dimensionering af havneanlæg m. v. Det skal her anføres, at den statistiske behandling af meteorologiske forhold i Danmark er yderst ringe. Den seneste større publikation herom er "Danmarks Klima" fra 1933.

d. Valg af materialer og dimensioner.

Ud fra kendskabet til de tekniske funktionskrav og til de fysiske påvirkninger kan konstruktionen fastlægges. Konstruktionsdelen kan enten være homogen (d. v. s. funktionskravene fra de forskellige fagområder skal opfyldes af et materiale med bestemte dimensioner f. eks. en 15 cm betonvæg) eller heterogen (d. v. s. funktionskravene opfyldes af forskellige konstruktionsdele, f. eks. en træskeletfacadekomponent).

e. Kontrolberegning.

Den givne konstruktion udsat for de relevante påvirkninger bør (kontrol)beregnes for at sikre sig, at funktionskravene er opfyldte. Er dette ikke tilfældet, må materialevalget og/eller dimensionerne ændres indtil beregningerne viser, at kravene er opfyldte.



n=antal højevande pr. år

Figur 2.1A

2.2 Statiske funktionskrav

De statiske funktionskrav til bygninger er vanskelige at opstille, idet formålet (behovet) sjældent giver et anvendeligt udgangspunkt for fastlæggelse af tekniske krav. For bygninger, der skal tjene som bolig eller arbejdsplads for mennesker er det rimeligt, at sandsynligheden for kollaps gøres meget lille, men omvendt må man være opmærksom på, at fuld sikkerhed aldrig kan opnås og at økonomiske grunde taler for, at man accepterer en så stor sandsynlighed som tilværelsens øvrige faremomenter måtte gøre rimelig.

De statiske funktionskrav i Danmark er lovfæstede. Byggelov for Købstæderne og Landet (lov nr. 246 af 10. juni 1960) giver i § 6 boligministeren lovhjemmel for udfærdigelse af et bygningsreglement til fyldestgørelse af sikkerhedsmæssige, brandmæssige og sundhedsmæssige hensyn.

Bygningsreglement for Købstæderne og Landet, 1966 (udfærdiget i. h. t. ovennævnte lov) stiller i pkt. 5.1, konstruktive bestemmelser, krav om at bærende konstruktioner, såfremt de ikke udføres som anført i pkt. 5.3-5.8 (der angiver visse erfaringsdimensioner af traditionelle konstruktioner), skal dimensioneres og udføres på grundlag af D. I. F.'s normer for bygningskonstruktioner:

- a. Belastningsforskrifter, DS 410.
- b. Beton- og jernbetonkonstruktioner, DS 411
- c. Stålkonstruktioner (DIF norm nr. 15)
- d. Trækonstruktioner, DS 413
- e. Murværk, DS 414 (indtil denne standard fremkommer, gælder normer for beregning af husbygningskonstruktioner 1930)
- f. Fundering, DS 415
- g. Hulstensdæk, DS 416
- h. Betonhulbloksten (DIF norm nr. 67).

Kravene er dog ikke ufravigelige, idet belastningsforskrifterne kun skal følges "for så vidt der ikke påvises nøjagtigere værdier eller kræves supplerende belastningsforskrifter". Materialenormerne kan ligeledes fraviges, når "man på et teknisk-videnskabeligt grundlag kan dokumentere, at afvigelsen er forsvarlig".

Belastningskombinationer efter DS 411

Belastningstilfælde	Till. spænding	Bemærkninger
G + P	r_b	normal
G + V	r_b	normal
G + P + V	$1,25 \cdot r_b$	ekstraordinær
G + P + T	$1,40 \cdot r_b$	temperaturpåvirkning
G + V + T	$1,40 \cdot r_b$	
G + 1,5 · P	$1,80 \cdot r_b$	stabilitetskrav (sikkerhed 1,5 mod væltning)
G + 1,5 · V	$1,80 \cdot r_b$	
G + 1,5 · P + 1,5 · V	$1,80 \cdot r_b$	
G + 2,0 · P	$3,00 \cdot r_o$	Uarm. beton i buer og hvælvinger
G + 2,0 · V	$3,00 \cdot r_o$	
G + 2,0 · P + 2,0 · V	$3,00 \cdot r_o$	
Alle ovennævnte	$\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}} \cdot r_o$	Fundamenter o.l.

I stedet for ovennævnte tilfælde kan normalt anvendes:

$1,2 \cdot G + 1,8 \cdot P$	$1,5 \cdot r_b$	Formelle brudbelastninger
$1,2 \cdot G + 1,8 \cdot V$	$1,5 \cdot r_b$	
$1,2 \cdot G + 1,8 \cdot P + 1,5 \cdot V$	$1,875 \cdot r_b$	Do.

Kontrolklasse A

$$r_o = 1/6 \cdot \sigma_T \quad (\text{normalt max. } 45 \text{ kg/cm}^2)$$

$$r_{b,\text{træk}} = 0,20 \cdot r_b \quad (\text{max. } 7 \text{ kg/cm}^2)$$

Kontrolklasse B

$$r_o = 1/7 \cdot \sigma_T \quad (\text{max. } 30 \text{ kg/cm}^2)$$

$$r_b = 1,25 \cdot r_o$$

$$r_{b,\text{træk}} = 0,20 \cdot r_b \quad (\text{max. } 6 \text{ kg/cm}^2)$$

Belastningskombinationer og tilladelige spændinger i beton- og jernbetonkonstruktioner.

Betragtes eksempelvis normerne for Beton- og jernbetonkonstruktioner (der er langt den vigtigste materialenorm for normal husbygningssingeniørpraksis) findes de i figur 2.2A opgivne krav til kombination af belastning og tilladelig spænding, idet alene betonen betragtes:

(Følgende symboler anvendes:

G: Egenvægt, P: Nyttelast, V: Vindkraft, T: Temperatur).

2.3 Statiske påvirkninger

2.31 Indledning

Et bygværk og de i bygværket indgående bygningsdele udsættes for en lang række påvirkninger. Det er yderst sjældent, at påvirkningernes størrelser nøjagtigt kan fastlægges. Normalt karakteriseres derfor påvirkningerne ved en skønnet max. størrelse, til tider kombineret med en (ofte implicit) angivet sandsynlighed for påvirkningens optræden.

2.32 Påvirkningstyper

Påvirkningernes afvigende varighed og karakter gør en opdeling i statiske og dynamiske påvirkninger naturlig. Inden for husbygning opererer man normalt alene med statiske påvirkninger, idet man regningsmæssigt transformerer dynamiske påvirkninger til statiske påvirkninger ved et skønnet tillæg til den dynamiske masse (stødtillæg).

2.33 Påvirkningsstadier

Ethvert bygværk og de heri anvendte komponenter må beregnes for de forekommende påvirkninger i alle påvirkningsstadier som følger:

- a. under udførelse
- b. på lager
- c. under transport
- d. under montage
- e. i den færdige bygning
- f. under demontage

Normalt dimensioneres komponenterne for påvirkningerne i den færdige bygning, idet man herefter undersøger, hvilke yderligere foranstaltninger der må træffes på grund af påvirkningerne under de øvrige nævnte stadier.

Som eksempler på sådanne særlige påvirkninger som kan være dimensionsgivende kan nævnes følgende:

1. Udbøjning af armeringsnet.

Ved udstøbning af en armeret betonkomponent kan betonens egenvægt eller vibreringen bevirke væsentlige udbøjninger af armeringsjernene. Der bør derfor indlægges tilstrækkelig mange bøjler o.l. samt nødvendige skråjern for at sikre armeringsnettets stabilitet.

2. Adhæisionskræfter ved afformning

Ved afformning af en betonkomponent optræder der adhæisionskræfter, der afhænger af formgeometri, formolie m.v. Kræfternes størrelse er som regel meget ubestemt, men størrelsesordenen er 100-800 kp/m². Polske reglementer angiver $q = 300 \text{ kp/m}^2$. Tjekkosllovakiske forskrifter angiver $q = 500 \text{ kp/m}^2$. Ved anvendelsen af vipbare forme og hensigtsmæssigt placerede løfteanordninger kan kræfternes betydning reduceres væsentligt. Ved beregningen må man være opmærksom på betonens mindre styrke ved afformningstidspunktet. Betonens større egenvægt i "våd" tilstand er ca. 50-100 kg/m³ og spiller således kun en ringe rolle.

3. Lagerproblemer

Ved henstilling af komponenter på lager, må understøtningsforholdene naturligvis være anordnet på en sådan måde, at komponenterne er stabile over for sne, vind, påkørsel m.v. Ved betonkomponenter, som endnu ikke har opnået fuld styrke, må man endvidere være opmærksom på, at understøtningsforholdene skal yde størst mulig sikkerhed mod skadelige deformationer. F. eks. må dækkomponenter ikke umiddelbart efter af-

formning oplægges på endeunderstøtninger, men skal understøttes i femtedelspunkterne for at sikre, at komponenterne ikke allerede ved levering har utilladelige nedbøjninger.

Ved trækomponenter må fugtforholdene på lageret nærmere undersøges.

4. Transportproblemer

Komponenter transporteres som regel med kran og bil (bane). Krantransporten nødvendiggør, at komponenterne forsynes med særlige løfteanordninger (huller, inserts, bolte, dorne, løftebøjler m. v.), hvis placering bestemmer påvirkningerne på komponenterne. Der beregnes som regel et dynamisk tillæg på 50% til egenvægten. Komponenterne transporteres på bil eller bane som regel i samme stilling (vandret eller lodret) som i den færdige bygning. Vægkomponenter transporteres således på reolvogne, dækkomponenter f. eks. på sættevogne. Komponenterne må understøttes således, at påvirkningerne reduceres til det mindst mulige. Vridningsmomenter bør undgås, da komponenter sjældent er dimensionerede herfor, f. eks. foretrækkes ofte en tre-punkt understøtning.

5. Montage

Komponenter monteres som regel med kran og de tidligere omtalte løfteanordninger er således også nødvendige i montagetilfældet. Stødtillæggene ved hejsning og firing sættes som regel til 50%, hvilket erfaringsmæssigt synes at være tilstrækkeligt. Komponenterne fastholdes ofte ved interimistiske anordninger (vægkomponenter f. eks. med skråafstivninger) og såvel komponent som afstivning må beregnes ud fra de sandsynligt forekommende påvirkninger. Da totalsikkerheden ofte er meget lille (f. eks. ved pladsstøbte vægge, som ofte ikke afstives efter afforskalling) må der træffes særlige forholdsregler til sikring af kollaps ved "lynlåseffekt"

(f. eks. ved vægge som ved væltning påvirker næste væg som vælter o. s. v.).

Under montage kan der optræde store påvirkninger, f. eks. belastes dækkomponenter ofte af tungt forbrugsgods, installationskomponenter, bundtede lette vægge o.l.

Man bør endvidere sikre sig at de allerede monterede dækkomponenter kan optage den dynamiske påvirkning fra en under montage tabt komponent uden alt for svære beskadigelser af bygningen iøvrigt.

6. Demontage

Ved demontage må man i særlig grad være opmærksom på bygningens stabilitet under hele arbejdsprocessen. Reelt bør der foretages de samme operationer som under montage men i modsat rækkefølge. Især ved mindre bygninger til genopstilling vil man ved demontage dog ofte foretage en opdeling i store enheder, som så ved interimistiske afstivninger hver for sig må gøres stabile.

2.34 Påvirkningsarter

Påvirkningerne kan opdeles som følger:

Normlagte påvirkninger.

- a. Hvilende belastning
- b. Bevægelig belastning

Andre påvirkninger.

- c. Aktive påvirkninger
- d. "Passive" påvirkninger.

a. Hvilende belastning

Den hvilende belastning omfatter i. h. t. DS 410, hvad der almindeligvis betegnes som egenvægten af den bærende konstruktion. Ved beregning af en bygningsdel medregnes således bygningsdelens egenvægt. Ved beregning af det samlede bygværk medregnes som hvilende belastning normalt alene vægten af de bærende konstruk-

tioner, idet vægten af installationer, lette vægge, kompletterende dele, inventar m. v. indregnes under nyttelasten.

b. Bevægelig belastning

1. Nyttelast. Nyttelast omfatter i. h. t. DS 410 bevægelig belastning på etageadskillelser, trapper m. v. samt vægt af stoffer, der lagres i bygninger. Særlige regler er opstillede for punktlaste på konstruktionsdele. For ikke-lagerbygninger er der angivet samtidighedsfaktorer for nyttelaste fra to eller flere etager. Vægten af lette vægge medregnes som jævnt fordelt nyttelast efter nærmere angivne regler. Det bemærkes, at man i andre lande (f. eks. Sverige) medregner den ækvivalente belastning for lette vægge som egenvægt.
2. Snebelastning. Snebelastning på tage angives i DS 410 som en funktion af taghældningen.
3. Vindbelastning. Vindbelastninger er fastlagt i et tillæg til DS 410, Vejledning for fastsættelse af vindbelastninger, og heri præciseres klart, at vindbelastningen er en dynamisk og bevægelig belastning, hvilket vil sige, at konstruktioner med lille eller moderat dæmpning skal beregnes for en dynamisk virkende vindbelastning, medens konstruktioner med stor dæmpning kan beregnes for en statisk virkende vindbelastning. Det bemærkes, at 2/3 af vindbelastningen beregningsmæssigt kan opfattes som en art hvilende belastning.

I Bygningsreglement for købstæderne og landet (BR 1966) henvises alene til DS 410 og ikke til vejledningen. En formel betragtning leder derfor til den antagelse, at det i DS 410 anførte afsnit om vind fortsat er gældende fremfor omtalte vejledning. Denne antagelse bestyrkes af, at DIF normalt skelner mellem norm (skal følges) og vejledning (orienterende).

En sammenligning mellem kravene i de to afsnit er ikke umiddelbart muligt, idet formfaktorerne er bestemt ud fra to forskellige principper. I vejledningen er formfaktorerne angivet ud fra et hastighedstryk ved toppen af taget, i DS 410 ud fra variabelt hastighedstryk. Dette spiller dog kun en rolle ved højere huse og generelt kan man sige, at vejledningen giver større påvirkninger end DS 410 for ubeskyttede bygninger, men mindre påvirkninger for beskyttede bygninger. Se dog figur 2.3A.

4. Andre normlagte belastninger. Ud over de ovenfor nævnte belastninger kan bygninger udsættes for en række andre belastninger, som kan bestemmes efter de givne normer. Eksempelvis kan anføres vandtryk, jordtryk, bremsekræfter, kollisionskræfter m. v.

c. Andre aktive påvirkninger

1. Massekraft. I det nu udgåede afsnit i DS 410 om vindbelastninger anførtes: "Den samlede vandrette påvirkning, som et bygværk påregnes udsat for, må i almindelighed ikke være mindre end 1,5% af den samlede lodrette belastning (incl. egenvægt)".

Begrundelsen for kravet er at sikre bygningens stabilitet i tilfælde af, "at "lodrette" kræfter ikke er lodrette m. v.". Der tænkes her formodentlig på unøjagtigheder ved opførelsen af bygværket og ekscentriciteter opståede ved differenssætninger af fundamenterne. Placeringen af punktet under "Vindbelastninger" er derfor en (erkendt) fejl, og som følge heraf kan punktet stadig antages at have gyldighed, uanset at afsnittet iøvrigt er undgået.

Særskilt skal anføres, at Københavns kommune stiller et skærpet krav (massekraft 2,5%) ved bygninger, hvor stabiliteten sikres af murede vægge. Begrundelsen herfor er, at beregning af murværk ikke p. t. er underkastet særlige normbestemmelser.

Massekræfterne angriber i bygningsdelenes tyngdepunkter, og kraftretningen er tilfældig, hvorved massekræfterne kan forårsage store vridningsmomenter.

Der er dog endnu ikke fastlagt endelige fortolkninger af problemerne i forbindelse med massekræfter, men det er gængs ingeniørpraksis at antage, at massekræfternes kraftretninger er parallelle, idet halvdel af kraften regningsmæssigt opfattes som en art hvilende belastning.

I en række andre lande findes der normkrav om stabilitetsberegning for vandrette kræfter angivet som en procentdel af den lodrette belastning, men begrundelsen er altid jordskælvsrisiko. Uanset dette vil kravet naturligvis også sikre stabilitet som følge af ekscentriciteter og sætninger. I lande uden jordskælvsrisiko findes der forfatteren bekendt kun lignende krav i Finland, hvor man kræver bygninger dimensioneret for 1% massekraft.

2. Jordrystelser. Der stilles ikke i de danske normer krav til bygningers stabilitet under jordrystelser, da risikoen for, at sådanne er kritiske, med overvældende sandsynlighed kan siges at være ringe. I en række andre lande findes som ovenfor nævnt krav til bygningers stabilitet under jordrystelser, normalt regningsmæssigt angivet som vandrette kræfter i procent af lodrette belastninger. Der tages således sjældent hensyn til påvirkningernes dynamiske karakter, som utvivlsomt er af den allerstørste betydning. Eksempler: Island 6, 75%, Israel 10%, Tyskland 9-10%.
3. Sætninger. Belastningerne fra ethvert bygværk vil bevirke sætninger af fundamentene. Normalt vil alene differenssætninger være af betydning for bygværket. Vurderinger heraf er i praksis overmåde vanskelige at foretage, og ofte vil man slå sig til tåls med, at en vis sikkerhed mod differenssætninger er "indbygget" i stabilitetsberegningen iøvrigt (massekraft).

Afhængig af bygværkets art og konstruktion bør man imidlertid i hvert enkelt tilfælde nøje vurdere nødvendigheden af at gennemføre beregninger for bygværket underkastet de forventede sætninger.

Nogle få lande har særlige krav til bygningers stabilitet overfor sætninger, f. eks. Tyskland. Her er det faren for sammenfald af gamle minegange, der betinger kravet. Visse distrikter er fyldt med forladte mineskakter, hvis beliggenhed forlængst er gået i glemmebogen, måske fordi arkiverne gik op i luer under 2. verdenskrig.

4. Temperatur. I DS 410 anføres: "Der skal tages nødvendigt hensyn til virkningerne af temperaturændringer, uensartet temperatur og svind".

Der findes intetsteds anvisninger for, hvilke temperaturer man skal indregne, men i dansk ingeniørpraksis anvendes ofte følgende temperaturer:

Indvendig, opvarmet hus	: + 25° C
Indvendig, uopvarmet hus	: - 15° C
Udvendig, max.	: + 35° C
Udvendig, min.	: - 25° C
Overflade, mørk sydfacade	: + 60° C

5. Svind. Påvirkninger som følge af svind er naturligvis stærkt afhængigt af konstruktionsmaterialet, hvis teknologiske egenskaber jo bestemmer svindets størrelse. Ved betonbygninger er svindet ofte en dimensionsgivende faktor, og et stort forskningsarbejde pågår i disse år for at klarlægge, hvilket svind man regningsmæssigt må forvente.
6. Fugt. Påvirkninger som følge af fugtvariationer har alene betydning for træ af de gængse konstruktionsmaterialer. I almindelig ingeniørpraksis vil det sjældent være nødvendigt at tage hensyn til påvirkningerne, idet større fugtvariationer normalt ikke finder sted over den bærende konstruktion.

d. "Passive" påvirkninger

Ud over de ovenfor anførte påvirkninger bør bygninger beregnes for, hvad man kan kalde de "passive" påvirkninger. Herved forstås påvirkninger, som ved deres optræden øger virkningen af de øvrige påvirkninger f. eks. ved at forårsage geometriske ændringer af den aktuelle bygningsdel, og som er en funktion af tiden $p = f(t)$. Funktionen er normalt karakteriseret ved at $p = 0$ ved opførelsestidspunktet, og p er aldrig faldende.

Som typiske eksempler kan nævnes slid, korrosion, tæring, forrådnelse, brand m. v.

Normalt tages ovennævnte faktorer ikke bevidst i regning, men i almindelig ingeniørpraksis vil særlig betydende konstruktioner (eksempelvis facadeelementbeslag) ofte overdimensioneres for at sikre en tilstrækkelig lang levetid i forhold til bygværket iøvrigt.

Her skal brandforhold vies særlig opmærksomhed, selv om placeringen under statiske påvirkninger er problematisk.

Brandskaderne, især inden for industri- og erhvervsbyggeri, er stærkt stigende målt i kr. pr. år.

Årsagerne hertil er mange:

1. Større værdikoncentrationer (kr/m^2)
2. Større usektionerede lokaler
3. Øget automatisering, færre arbejdere
4. Udflytning til områder med svagere brandvæsen
5. Nye produktionsprocesser
6. Intern transport (flow)
7. Stigende anvendelse af brandfarlige stoffer

Ved vurdering af brandbelastning anvendes som måleenhed en ækvivalent mængde træ målt i kg/m^2 . Dette er dog ikke nogen særlig god måleenhed, idet den specifikke overflade, rumstørrelser, ventilationsmuligheder, varierende flammepunkt m. v. er af væsentlig betydning ved vurdering af brandbelastningen.

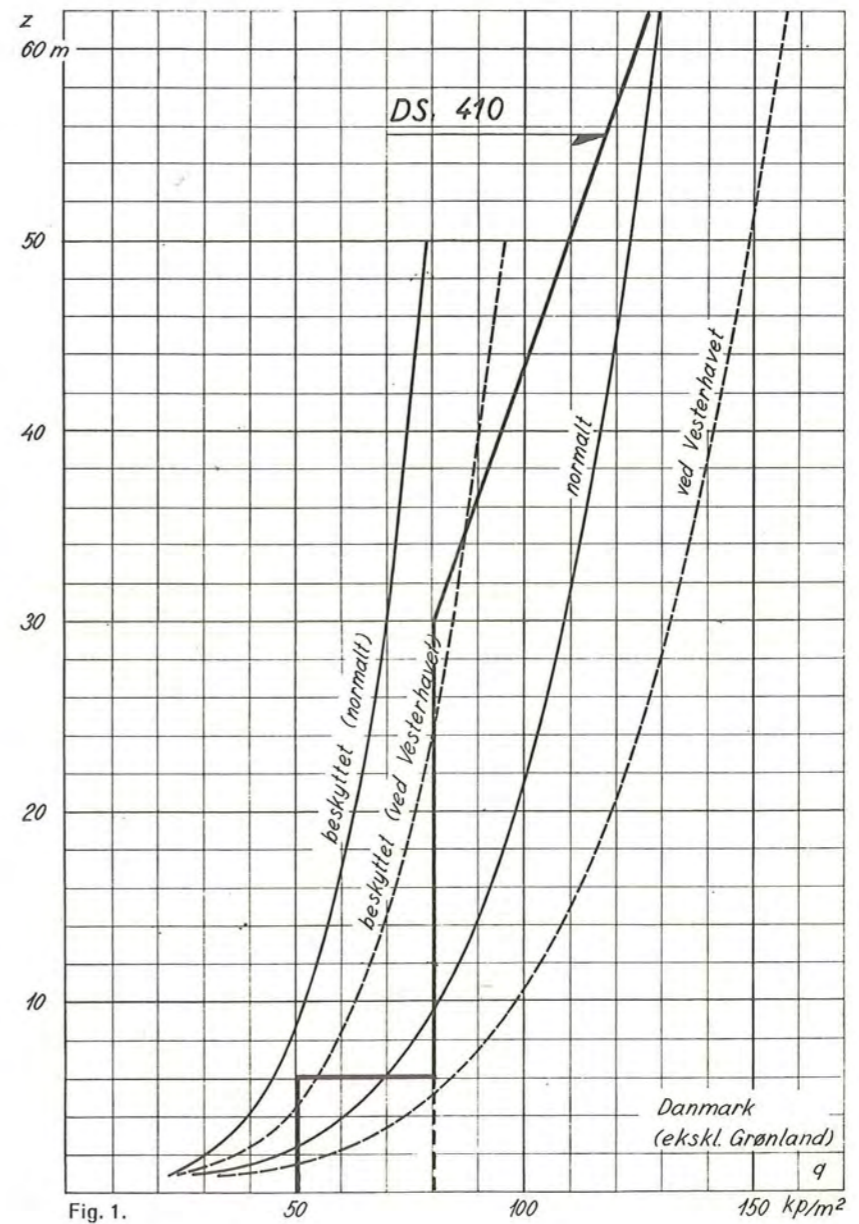


Fig. 1. 50 100 150 kPa/m²

Statisk beregning.
 Hastighedstrykkets variation med højden.
 Abscisse: hastighedstrykket q i kPa/m². Ordinaten: højde over terrænet z i m.

Figur 2.3A

KLASSIFIKATION I H.T. DS 1052	BELASTEDE LODRETTE BYGNINGSDELE	ETAGEADSKIL- LELSER M.V.	IKKE - BÆRENDE BYGNINGSDELE
BS 120	1) 23 cm murværk 2) 15 cm uarm. beton		
BS 60, F 90	1) 11 cm murværk 2) 15 cm dob. arm. beton 3) 12 cm enk. arm. beton 4) stål + 4 cm monierpuds	8 cm massivt jernbeton	
BS 60			5,5 cm murværk, pudset 10 cm letbeton
BS 30			7,5 cm letbeton
BD 90	Trækonstruktion med 10 cm mineraluld (750° tpst)	8 cm massivt jernbeton udstøbt på 5 cm træbeton	3-dobbelt brædde- skillelæg, pudset
BD 60, F 90		Træbjælkelag med 10 cm mineraluld (750° tpst) og 4 cm monierpuds	
BD 60	Trækonstruktion med 10 cm mineraluld	Træbjælkelag med 10 cm mineraluld (750° tpst)	Træskeletelement med 10 cm mineraluld (max 20 kg træ pr m ²)
BD 30			Bræddeskillevæg med gipsplade

FIG. 2.3B

Bygningsdele kan brandteknisk klassificeres som angivet i DS 1052. Der findes her 3 klasser.

1. Brandsikre bygningsdele (BS).
 - a. Bærende bygningsdele skal være ubrændbare.
 - b. Adskillende bygningsdele skal være ubrændbare, varmeisolerende og tætte.
2. Branddrøje bygningsdele (BD).
 - a. Bærende bygningsdele: Brændbare, men stabile.
 - b. Adskillende bygningsdele: Brændbare, varmeisolerende, tætte, ingen opflamning over 2 sek.
3. Flammestoppende bygningsdele (F).

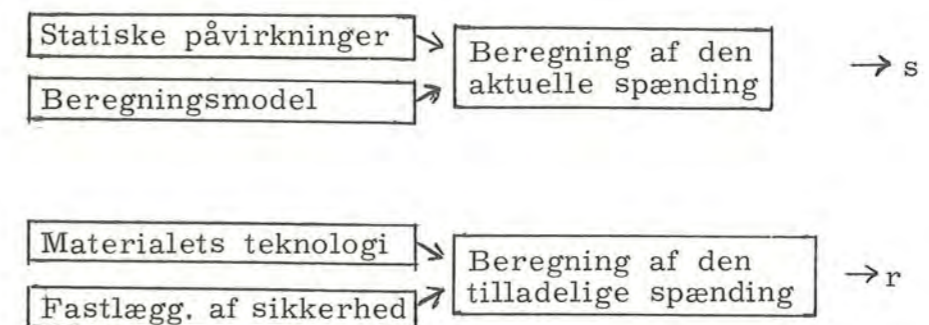
Adskillende bygningsdele som max. tillader passage af en nærmere defineret varmestrøm.

Endvidere angives det tidsrum målt i minutter, i hvilket en given bygningsdel har opfyldt de til en brandteknisk klasse stillede krav, f. eks. BD-bygningsdel 180: Branddrøj i 180 minutter.

I bygningsreglement 1966 stilles en række (ofte dimensionsgivende) krav til bygningsdele. I fig. 2.3B findes et skema, der oversigtligt viser krav til boligbyggeri.

2.4 Statisk beregning

Ved en statisk beregning forstås den procedure, der består i at bestemme de aktuelle spændinger og de tilladelige spændinger. I nedenstående figur er proceduren opstillet i skematisk form.



Vis: $s \leq r$

For at bestemme de aktuelle spændinger må de statiske påvirkninger fastlægges (se afsnit 2.3) og en beregningsmodel velegnet for matematisk behandling må opstilles.

For at bestemme de tilladelige spændinger må konstruktionsmaterialets teknologiske egenskaber nøje defineres og en fastlæggelse af den ønskede sikkerhed må foregå.

Der skal ikke her nærmere redegøres for beregningsproceduren, men blot påpeges at alle beregningsprocedurens elementer er af væsentlig betydning for beregningens resultat.

3. AFSTIVENDE SYSTEM

- 3.1 Generelt
- 3.2 Bygningstyper
- 3.3 Statiske virkemåde
- 3.4 Beregningsforudsætninger
- 3.5 Beregningsmodel
- 3.6 Kraftbestemmelse
- 3.7 Idealisering af det afstivende system
- 3.8 Særlige betragtninger
- 3.9 Beregningseksempel

3. AFSTIVENDE SYSTEM

3.1 Generelt

Ved det bærende system forstås normalt alle bærende og afstivende dele af det aktuelle bygværk, d. v. s. fundamenter, bærende vægge, søjler, dæk, tag, gavle og facader. Det bærende system har til opgave at optage alle forekommende belastninger med en tilfredsstillende sikkerhed, og uden at der forekommer skadelige deformationer.

Ved det afstivende system forstås det konstruktions-system der sikrer bygningens stabilitet mod vandrette kræfter.

Det bærende system må naturligvis tilpasses bygningens anvendelse og samtidig være økonomisk udformet. Det vigtige valg af bærende system skal træffes på et meget tidligt tidspunkt under projekteringen, og et snævert samarbejde mellem bygherre, arkitekt og ingeniør er nødvendigt for at vælge det funktionelle, konstruktive og økonomisk rigtige system. Man må være opmærksom på, at en god planløsning repræsenterer en økonomisk værdi og derfor ofte motiverer en ikke uvæsentlig fordyrelse af det bærende system. Eksempelvis kan værdien af et års produktion ofte overstige håndværkerudgifterne ved en industribygning flere gange, og det kan derfor være yderst dårlig økonomi f. eks. at operere med små søjleafstande.

3.2 Bygningstyper

Bygningerne kan grupperes efter en række forskellige kriterier, hvoraf de vigtigste er:

A. Funktion

1. Beboelsesbygninger
 - 1.1 Fritliggende enfamiliehuse
 - 1.2 Række-, kæde- og dobbelthuse
 - 1.3 Tofamiliehuse
 - 1.4 Flerfamiliehuse (etagehuse)

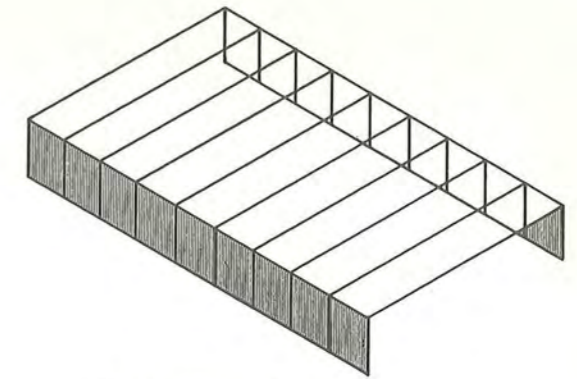
2. Erhvervsbygninger
 - 2.1 Fabrikker, værksteder o.l.
 - 2.2 Avlsbygninger (landbrugets)
 - 2.3 Kontorbygninger
 - 2.4 Butiksbygninger
 - 2.5 Slagterier, mejerier
 - 2.6 Gartnerbygninger
 - 2.7 El-, gas-, vand- og varmekærker
 - 2.8 Hoteller, restauranter o.l.
 - 2.9 Garager o.l.
 - 2.10 Biografer, teatre m.v.

B. Bærende system

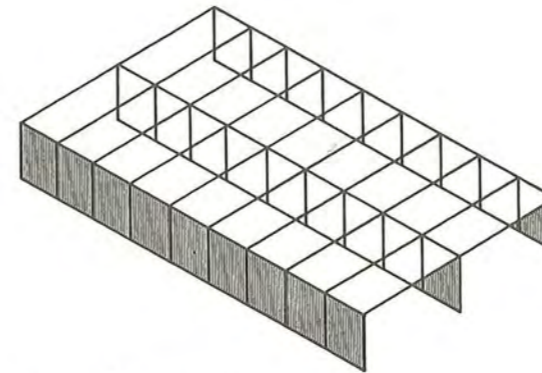
1. Bærende vægge
 - 1.1 Længdevægge
 - a. Uden hovedskillevæg
 - b. Med hovedskillevæg
 - 1.2 Tværvægge
 - 1.3 Krydsende vægge
2. Skeletkonstruktioner
 - 2.1 Søjler og dragere
 - a. Dragere parallelt med facaden
 - b. Dragere vinkelret på facaden
 - 2.2 Søjler og plader
 - 2.3 Rammer
3. Boxe
 - 3.1 Bærende boxe
 - 3.2 Ophængte boxe

På figurerne 3.2A og 3.2B er der skitse-mæssigt redegjort for den principielle opbygning af forskellige bærende systemer. På figur 3.2B er endvidere redegjort for de i U.S.A. ret anvendte byggeprincipper: Tilt-up og Lift-slab.

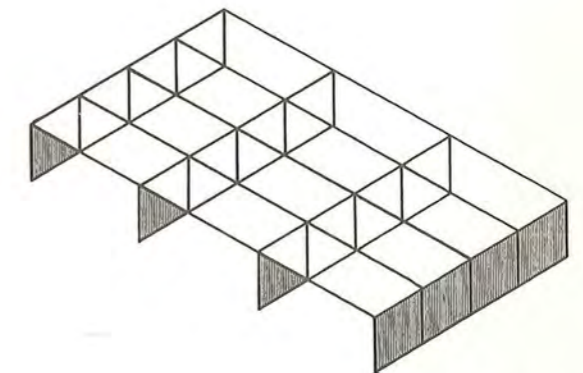
På figur 3.2C er der angivet en række eksempler på danske boligbyggerier opdelt efter bærende system. Byggerierne er beskrevet i "Industrialised building in Denmark" (F.01), hvor der findes et stort illustrationsmateriale.



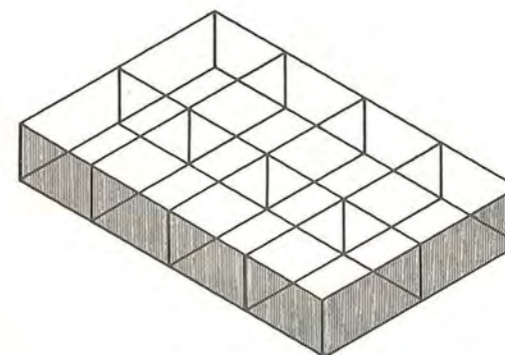
Bærende vægge
Længdevægge uden hoved-
skillerum (bærende facader)



Bærende vægge
Længdevægge med hovedskillerum
(bærende facader)

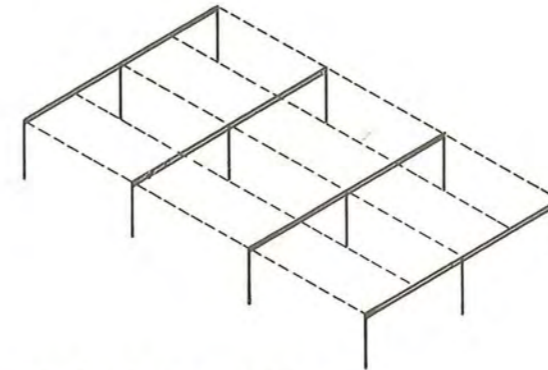


Bærende vægge
Tværvægge



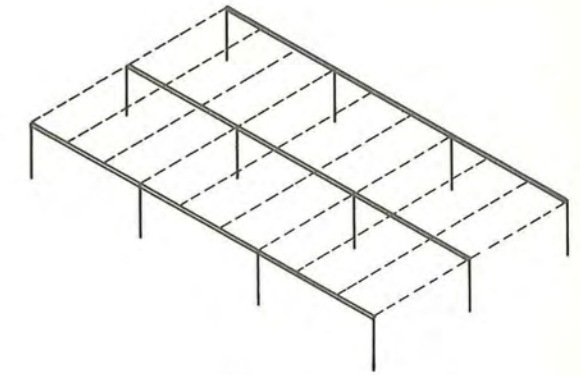
Bærende vægge
Krydsende vægge

Figur 3.2A



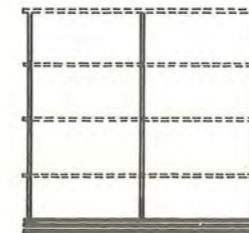
Skeletkonstruktion

Søjler og dragere vinkelret på facaden

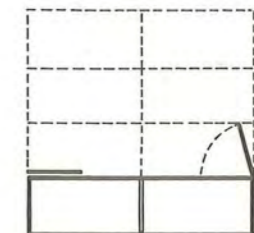


Skeletkonstruktion

Søjler og dragere parallel med facaden



Byggeprincip: lift-slab



Byggeprincip: tilt-up

Figur 3.2B

DANSKE BOLIGBYGGERIER OPDELT EFTER BÆRENDE SYSTEM.

Bærende system	Bebyggelse	Etager	År
1. <u>BÆRENDE VÆGGE</u>			
1.1 LÆNGDEVÆGGE			
a.u/hovedskillevej	Albertslund Syd, Herstederne	1, 2	1967
b.m/hovedskillevej	Engstrands alle, Hvidovre Strandhavevej, Hvidovre	2 2	1954 1955
1.2 TVÆRVÆGGE			
	Milestedet, Rødovre	3, 12, 14	1956
	Ballerupplanen, Ballerup L og N-bo, Helsingør m.fl.	3, 4 3, 4	1965 1966
	Høje Gladsaxe, Gladsaxe	4, 9, 16	1966
	Syddjyllands- planen, Åbenrå m.fl.	2, 3, 4	1967
1.3 KRYDSENDE VÆGGE			
2. <u>SKELETKONSTRUKTIONER</u>			
2.1 SØJLER OG DRAGERE			
a. Dragere par.m. facade	Chr.d.X.s vej, Viby J.	3, 5	1957
b. Dragere vink. på facade	Kastrup midtpkt. Kastrup	8	1954
2.2 SØJLER OG PLADER	Egeris, Skive	2, 3, 4	1959
2.3 RAMMER	T.V.P.systemet, Næstved m.fl.	4	1966
3. <u>BOXE</u>			
3.1 BÆRENDE BOXE	Farum Byggeind., Ølstykke	1	1967
3.2 OPHÆNGTE BOXE	Conbox, Aalborg	4	1964

Fig. 3.2C

3.3 Statiske virkemåde

Næsten ethvert bygværk er en så overmåde kompleks figur i statisk henseende, at en egentlig teoretisk dimensionering ikke kan foretages, medmindre der gøres en lang række beregningsmæssige forudsætninger. Normalt foregår der derfor heller ikke nogen egentlig dimensionering i første omgang, men arkitekten og ingeniøren præsterer en skitse baseret på overslagsmæssige regninger og erfaringsdimensioner. Denne skitse danner grundlag for idealisering af konstruktionssystemet til en beregningsmodel. Selve idealiseringen må baseres på ingeniørens erfaringsmæssige viden om den konstruktive virkemåde af bygningsdelene og samlingerne mellem dem. Der må således tages stilling til, hvilke samlinger der er charnier, og hvilke der er momentstive, om døroverliggerne kan regnes virksomme, om facaderne skal ophænges eller være selvbærende o. s. v.

De lodrette belastninger optages af dækkene, der i elementbyggeri som regel regnes simpelt understøttede. Gennem væggene føres kræfterne normalt direkte til fundamenterne og herfra til jord. Alle vægdele regnes at optage den del af belastningen, som umiddelbart påvirker vægdelene, og kræfterne regnes normalt ført lodret til fundamenterne uanset at der herved opstår differenspændinger i nærstående vægdele, se også afsnit 5: Vægge.

De vandrette kræfter regnes normalt overført til dækskiverne, hvorfra kræfterne føres til vægskiverne. Vægskiverne regnes for indspændte i fundamenterne, og kræfterne føres her igennem til jord. Normalt regnes ikke alle vægge afstivende, men et skønsomt udvalg regnes at kunne optage vandrette kræfter.

3.4 Beregningsforudsætninger

For at kunne gennemføre beregningerne gøres der normalt en lang række forudsætninger og simplificeringer afhængigt af den aktuelle konstruktion. Meget ofte vil dette resultere i, at beregningsmodellen afviger væsentligt fra det egentlige bygværk, idet der ses væk fra en lang række sekundære kraftforløb i bygværket.

Dette forhold skyldes, at to vidt forskellige krav skal opfyldes af den færdige konstruktion, nemlig et styrkekrav og et stivhedskrav. Styrkekravet udsiger, at der skal være en vis brudsikkerhed til stede, og dette kan kun opfyldes ved dimensionering efter en brudteori. Stivhedskravet udsiger, at skadelige revnedannelser ikke må forekomme, og dette kræver en undersøgelse af konstruktionen i brugsstadiet.

Normalt beregnes husbygningkonstruktioner udsat for sædvanlige påvirkninger under hensyn til opnåelse af en veldefineret brudsikkerhed, idet man foretager en summarisk undersøgelse af deformationsforholdene.

Eksempelvis kan anføres følgende almindelige beregningsforudsætninger:

- a. For vandrette kræfter regnes dæskiverne uendelig stive.
- b. Kun den bærende hovedkonstruktion regnes virksom. Udfyldningsvægge, lette vægge o.l. medregnes ikke som kraftoverførende.
- c. Der ses bort fra bærende vægges bøjnings- og vridningsstivhed for kræfter vinkelret på væggenes plan.
- d. Fundamenter regnes at være uendelig stive. (Ingen eftergiven af byggegrunden).
- e. Det forudsættes, at belastningen kan fordeles på de enkelte vægge ud fra disses stivhed, defineret ved udbøjningen i øverste etage, og deres placering i planen.

3.5 Beregningsmodel

I det følgende betragtes alene bygværker afstivet af vægskiver.

Det aktuelle skitseprojekt underkastes en nærmere analyse for at afgøre, hvilke vægge der kan anvendes som afstivende skiver.

Normalt vil vægge, som er helt gennembrudte af huller, lades ude af betragtning, idet de enkelte vægdeles samvirken vil kræve en fordyrende ekstraarmering af (dæk) overliggere o.l.

Vægge, hvis stivheder er mindre end 2-3% af stiveste (parallelle) væg, vil normalt ligeledes blive ladet ude af betragtning. Ved vægge af samme tykkelse, højde og materiale svarer dette til, at vægge ikke medregnes, hvis udstrækningen i planen er mindre end $1/3-1/4$ af længste væg.

Vægge vil normalt ikke blive medregnet som afstivende, hvis de ikke er gennemgående i fuld udstrækning gennem samtlige etager. Specielt må det kræves, at gennembrydninger i kældre ikke finder sted i større udstrækning.

Ved bygninger med ikke-bærende facader vil kælderen ofte være umådelig stiv i forhold til den øvrige del af bygværket. I så fald regnes de afstivende vægge indspændte i kælderdekke i s.f. i fundamentene. Betonkassen, som udgør kælderen, vil normalt ikke have vanskeligheder med at føre normalkræfter, momenter og forskydningskræfter til jord.

3.6 Kraftbestemmelse

3.61 Generelt

Et afstivende system må nødvendigvis bestå af mindst tre vægskiver beliggende i ikke-parallele planer, der heller ikke må skære hinanden i samme linie.

I mange husbygningkonstruktioner kan kraftfordelingen på de afstivende vægge bestemmes ved simple symmetribetræktninger. Med kun tre afstivende vægge bestemmes kraftfordelingen ved simple momentligninger.

Hvis de afstivende vægge udgør et usymmetrisk system på mere end 3 vægge, kan kraftfordelingen bestemmes på følgende måde.

Symboler m.v. se figur 3.6A.

3.62 Kraftfordeling ved ren translatorisk bevægelse

Kraften forudsættes at angribe i systemets tyngdepunkt.

Kraften parallel med y-aksen.

$$\text{Udbøjning for } V = 1: f_i^{V=1} = \frac{1}{S_i}$$

$$f_i = f_y \text{ (konstant)}$$

$$P_i = S_i \cdot f_y$$

$$V = f_y \cdot \sum_{i=1}^{i=n} S_i$$

$$P_i = \frac{S_i}{\sum_{i=1}^{i=n} S_i} \cdot V$$

3.63 Bestemmelse af tyngdepunkt for det afstivende system

$$V = 1$$

Moment om $(x, y = 0, 0)$

$$1 \cdot X_0 = \sum_{i=1}^{i=n} P_i \cdot X_i$$

$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} S_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^{i=n} S_i}$$

3.64 Kraftfordeling ved momentpåvirkning

Systemet påvirkes af momentet M i tyngdepunktet.

$$M_i = P_i \cdot a_i$$

$$M = \sum M_i$$

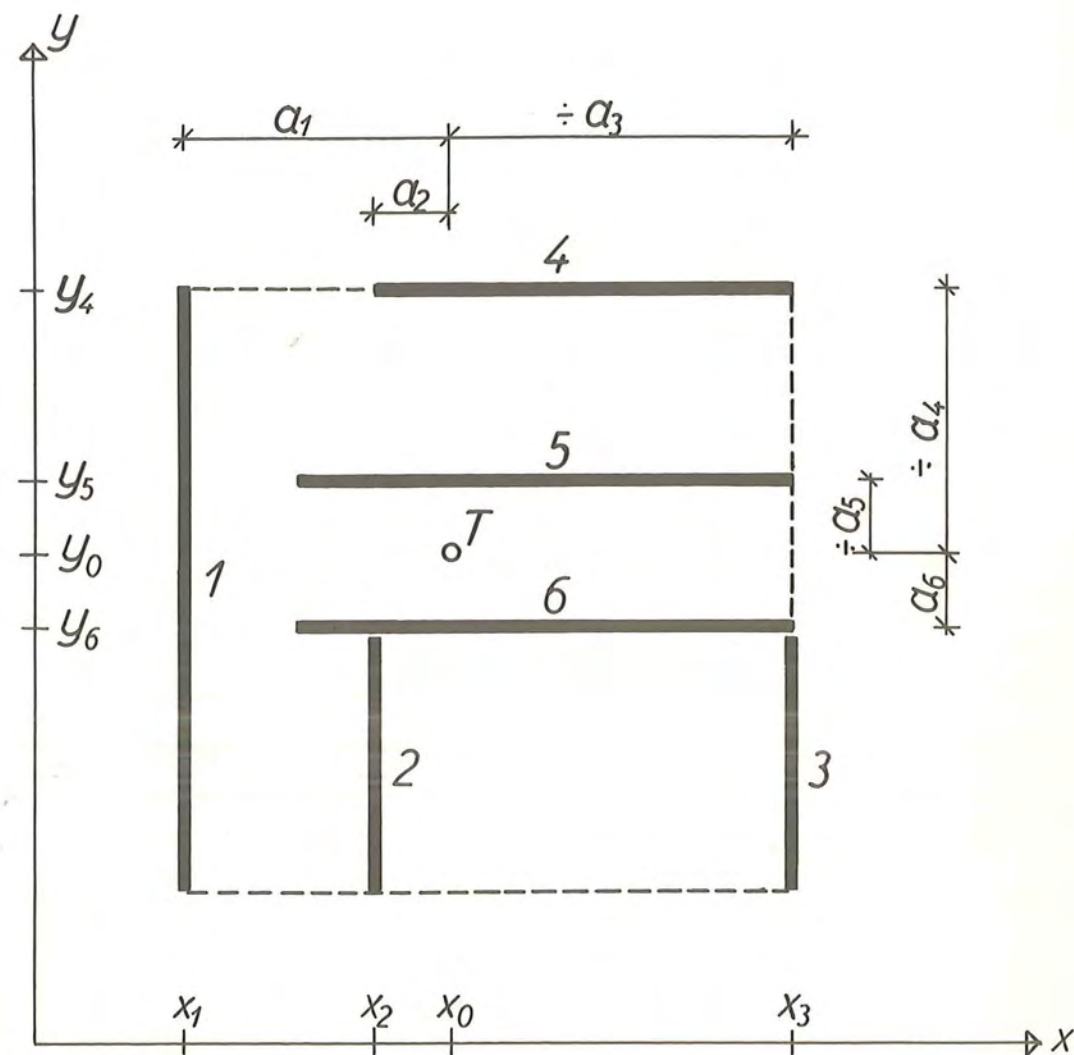
$$M_i = a_i \cdot S_i \cdot f_i \cdot \left(\frac{a_i}{a_i}\right) = a_i^2 \cdot S_i \cdot v$$

idet drejningsvinklen $v = \frac{f_i}{a_i}$

$$M = v \sum_{i=1}^{i=n} a_i^2 \cdot S_i$$

$$f_i = v \cdot a_i = \frac{M \cdot a_i}{\sum_{i=1}^{i=n} a_i^2 \cdot S_i}$$

$$P_i = S_i \cdot f_i = \frac{M \cdot a_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^{i=n} a_i^2 \cdot S_i}$$



Plan af bygning med 6 afstivende vægge.

Figur 3.6A

3.65 Kraftfordeling ved tilfældig kraftretning

Den aktuelle krafts angrebspunkt flyttes til tyngdepunktet og opløses i to komponenter parallelle med x- og y-aksen. Kræfter: V_x , V_y og M .

Vægge parallelle med y-aksen (væg 1 til m) påvirkes af:

$$P_{x,i} = \frac{S_i}{\sum_{i=1}^m S_i} \cdot V_x + \frac{a_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^m a_i^2 \cdot S_i} \cdot M$$

Vægge parallelle med x-aksen (væg n til r) påvirkes af:

$$P_{y,i} = \frac{S_i}{\sum_{i=n}^r S_i} \cdot V_y + \frac{a_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^r a_i^2 \cdot S_i} \cdot M$$

3.7 Idealisering af det afstivende system3.71 Beregningsmodel for afstivende vægge

Afstivende vægge er normalt gennemgående bærende vægge, og væggen har som regel samme tværsnit og opstalt i alle etager, når undtages kælderen.

Når beregningsmodellen skal fastlægges, må der tages hensyn til konstruktionsdetaillernes udformning, idet især samlingernes forskydningsoptagende evne nøje må vurderes. Hvis væggene består af på stedet udstøbt jernbeton, vil der normalt ikke være tvivl om, at hjørnesamlingerne kan regnes for forskydningsoptagende. Består væggene af på stedet støbt uarmeret beton, vil hjørnesamlinger normalt kun regnes forskydningsoptagende, hvis spændingerne er små. Er væggene murede, vil hjørnesamlinger kunne regnes at optage forskydningskræfter, hvis der anvendes en forbedret opmuringsteknik i stedet for gængs praksis med stående fortanding. Ved elementbyggede vægge må fortandede fuger sikre samvirken mellem de enkelte elementer, og hjørnesamlinger vil normalt kun regnes forskydningsoptagende, hvis samvirken er sikret ved bøjle- eller boltesamlinger.

Efter vurderingen af samlingernes kraftoverførende evne kan der opstilles en beregningsmodel for de enkelte afstivende vægge. Tværsnittet kan være rektangulært, men vil ofte have form som L, T, Z, U eller H-profiler. Her er kroppens længde som regel let bestemt som den geometriske udstrækning i planen, medens det kan volde nogen vanskelighed at bestemme flangernes effektive længde. I henhold til DS 411 kan der ved T-bjælker medregnes en flangebredde på max. $8 \cdot t$. Som regel vil man dog tillade en betydelig større flangebredde afhængig af profilet's højde regnet fra kraftens angrebepunkt til det betragtede snit, se afsnit 5: Vægge. Spændingerne regnes normalt ensformigt fordelte.

Hvis der indenfor den beregnede virksomme flangedel findes huller (døre, vinduer o.l.), vil man normalt kun medtage flangen fra kroppen til hullet, idet det sjældent er økonomisk at dimensionere overliggere til at kunne overføre større forskydningskræfter.

3.72 Beregning af afstivende vægge

Afstivende vægge af murværk eller uarmeret beton (in situ eller elementer) behandles som vægge uden trækmodstand.

I et givet snit med snitkræfterne N og M bestemmes kantspændingen ved den trykkede kant under forudsætning af trekantfordelt spændingstilstand. Ved et rektangulært profil med tværsnittet $l \times b$ bestemmes kantspændingen, s_k af formlen

$$s_k = \frac{N}{\frac{3}{2} \cdot b \left(\frac{1}{2} - \frac{M}{N} \right)}$$

Afstivende vægge af armeret beton beregnes som indspændt bjælke påvirket af normalkraft. Beregningerne gennemføres simplest ved anvendelse af kurver, se f. eks. A. Efsen: Elementær jernbeton.

Hvis væggen er svækket af (mange) huller, vil den elementære teori, der forudsætter, at plane tværsnit forbliver plane, føre til forkerte resultater til den usikre side. Beregningerne gennemføres derfor enten ved at betragte væggen som et rammesystem eller ved at opfatte væggen som et system af vægge, der er forbundet af stive tværbjælker. Se f. eks. O. Erikson: Statisk beregning af vindafstivende vægge i højhuse. Ingeniøren nr. 15, august 1961.

3.73 Beregning af dæskiver

Dæskiverne beregnes som bjælker påvirkende til bøjning. Hvor dæskiverne er opbyggede af elementer, er samvirken sikret af betonforskydningslåse og gennemgående armeringsjern i fugerne. Polske forsøg synes at vise, at forudsætningen om, at dæskiven er uendelig stiv i forhold til de afstivende vægge, er lige så korrekt ved elementdæk som ved dæk støbt in - situ.

3.8 Særlige betragtninger

Når beregningsmodellen er opstillet og gennemregnet, kan man risikere, at de fremkomne resultater virker urimelige set fra et bygningsteknisk synspunkt.

Et ofte fremkommende tilfælde er at særlige, åbenbart urimelige, dispositioner er nødvendige for ikke at overstige de tilladelige spændinger. Eksempelvis kan anføres den i figur 3.8A viste fundamentsbjælke med den fra en ovenstående vægskive kommende trapezformede belastningsfigur. Efter normkravet skal jordtryk regnes ensformigt fordelt, og der fremkommer derfor regningsmæssigt i bjælken et stort bøjningsmoment, som nødvendigvis kræver ilægning af armering. Dette er en åbenbart urimelig disposition, og det er da også gængs praksis, at beregningen af selve fundamentet foretages under forudsætning af samme spændingsfigur for jordtryk som for overliggende belastningssystem.

Som et andet eksempel kan anføres den i figur 3.8B viste beregningsmodel. Et hus opbygget efter midterkorridorprincippet med bærende tværvægge og "vendt" spændretning over korridoren har

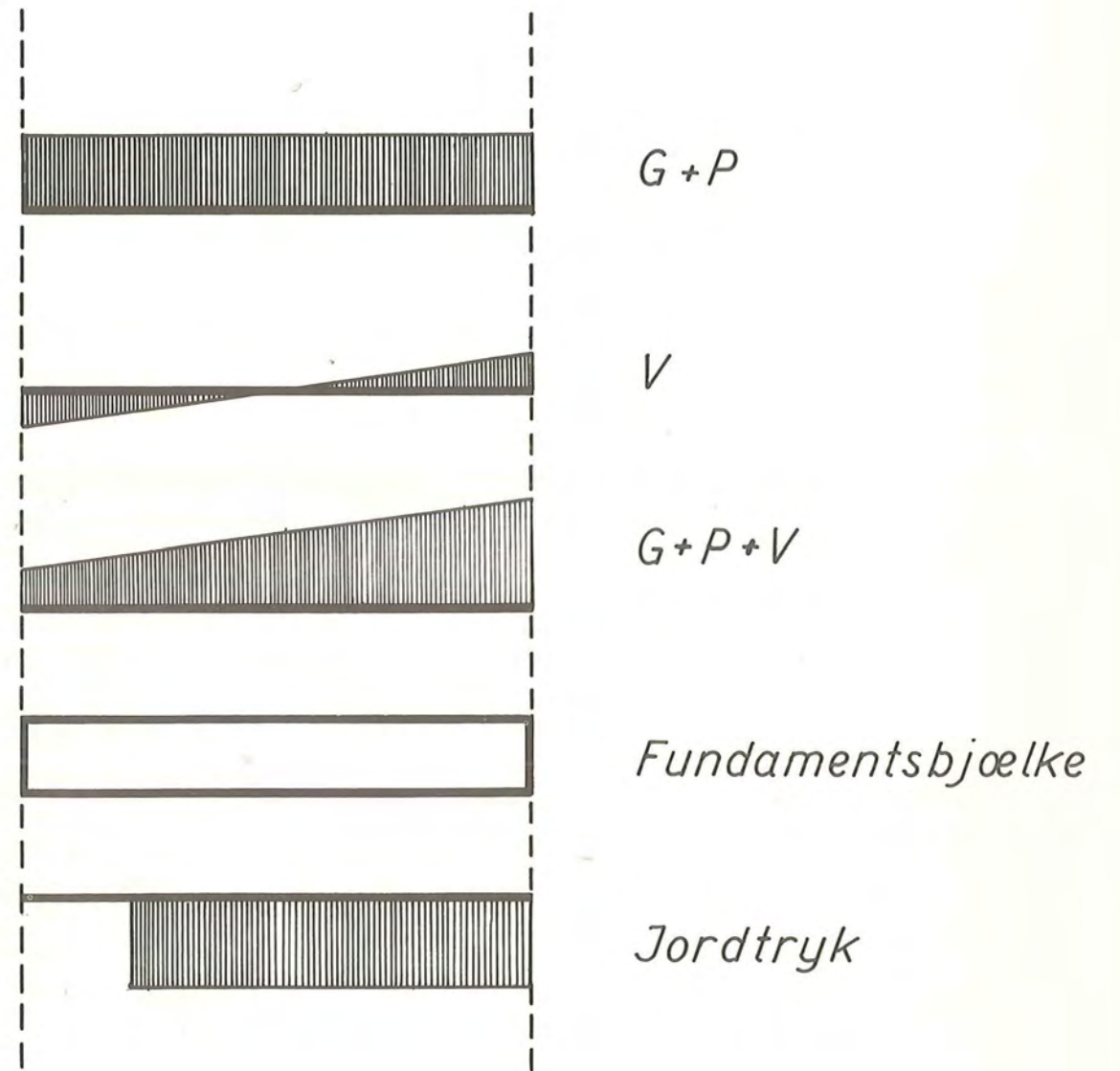
et elevatorarrangement ved en gavlvæg. Det afstivende system i tværretningen består af et antal ens vægge, der optager lige stor andel af den vandrette kraft, længdeafstivende vægge er ikke vist. Herved opstår der i den ubelastede tværvæg trækspændinger, der nødvendiggør, at denne væg ene af alle må trækarmes.

Dette er som regel en unødvendig disposition, idet bygningens stabilitet for vandrette kræfter kan sikres alene af de øvrige vægge. Omtalte væg regnes derfor ubelastet af vandrette kræfter, og regningsmæssigt fremkommer der ingen trækspændinger. Da væggene naturligvis udbøjer svarende til dækskivernes bevægelse, må der dog foretages en vurdering af de forventede revnevidder, som dog sjældent er af en størrelse, der nødvendiggør særlige foranstaltninger.

Et mere sjældent forekommende tilfælde er, at beregninger efter den strikte elasticitetsteori giver spændinger, der overstiger de tilladelige, medens systemet regnet efter plasticitetsteorien har rigelig sikkerhed mod brud. Eksempelvis betragtes figur 3.8C, hvor den ovenfor omtalte midterkorridorbygning er blevet forsynet med en gennemgående brandvæg. Det afstivende system består af et antal ens tværvægge med længden l_1 og omtalte brandvæg med længden l_2 svarende til $2 \times l_1$. Væggene optager vandrette kræfter i forhold til stivheden, og brandvæggen optager derfor 8 gange så stor en kraft som de øvrige vægge. Spændingerne fra ens momenter forholder sig til hinanden som modstandsmomenterne, dvs. som kvadratet på væggenes længde i planen eller som $1 : 4$. Resulterende giver dette i brandvæggen en kantspænding, der er dobbelt så stor som i de øvrige vægge. Ved en uheldig kombination af n , G , P , V , l_1 og l_2 kan man derfor let risikere, at spændingerne i brandvæggen overstiger de tilladelige, selvom spændingerne i de øvrige vægge er langt herfra.

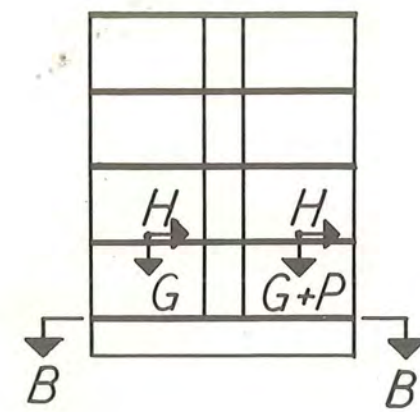
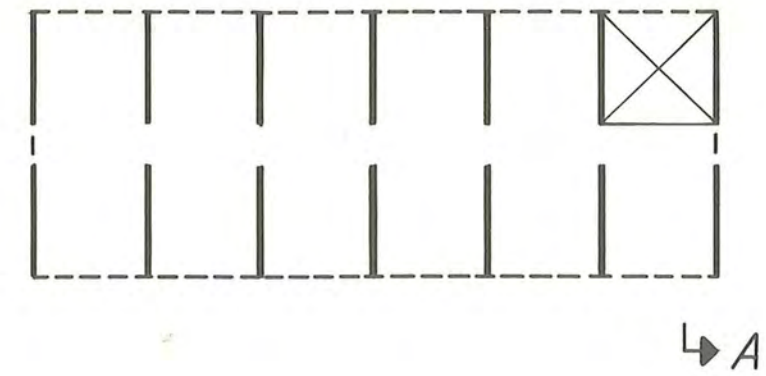
I det foreliggende tilfælde tænkes brandvæggen skåret over lodret på midten, hvorved vægdelene får samme stivhed som de øvrige afstivende vægge og dermed samme spænding, der nu er mindre end den tilladelige. En nøjere vurdering må afgøre, om det også rent fysisk på byggepladsen er nødvendigt at overskære væggen.

*Belastninger på
Fundamentsbjælke*

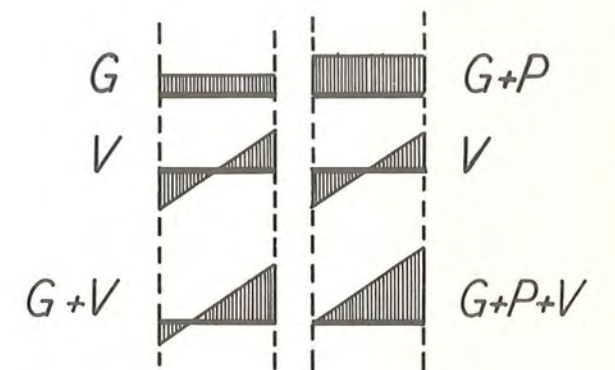


Figur 3.8A

BYGNING MED MIDTERKORRIDOR
OG ELEVATORARRANGEMENT.

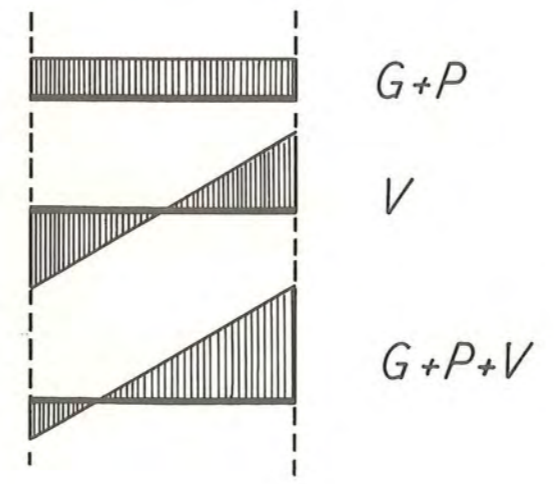
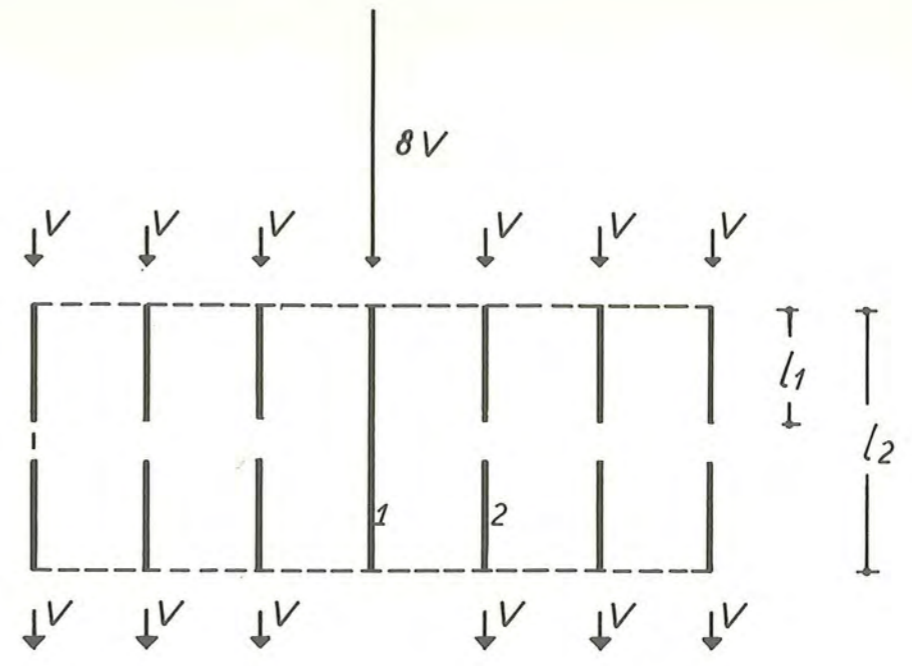


SNIT A-A

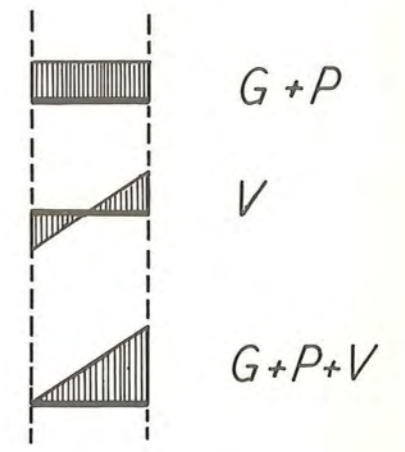


SPÆNDINGER
I SNIT B-B

Figur 3.8B



SPÆNDINGER
I VÆG 1



SPÆNDINGER
I VÆG 2

Figur 3.8C

3.9 Beregningseksempel

I det følgende angives et beregningseksempel for et etageboligbyggeri i 3 og 4 etager, bestående af lejligheder svarende til den på figur 3.9A viste.

Konstruktionsprincippet er bærende tværvægge.

Stabiliteten i blokkens tværretning er sikret ved tværvæggene, der er beregnet til at optage vindkræfterne.

Stabiliteten i længderetningen er sikret ved længdevæggene ved trapperummene. Disse længdevægge er beregnet til at optage den i normerne fastsatte vandrette massekraft. Se iøvrigt nedenfor.

Væggene fører de vandrette og lodrette belastninger til jord gennem kældervægge og fundamenter.

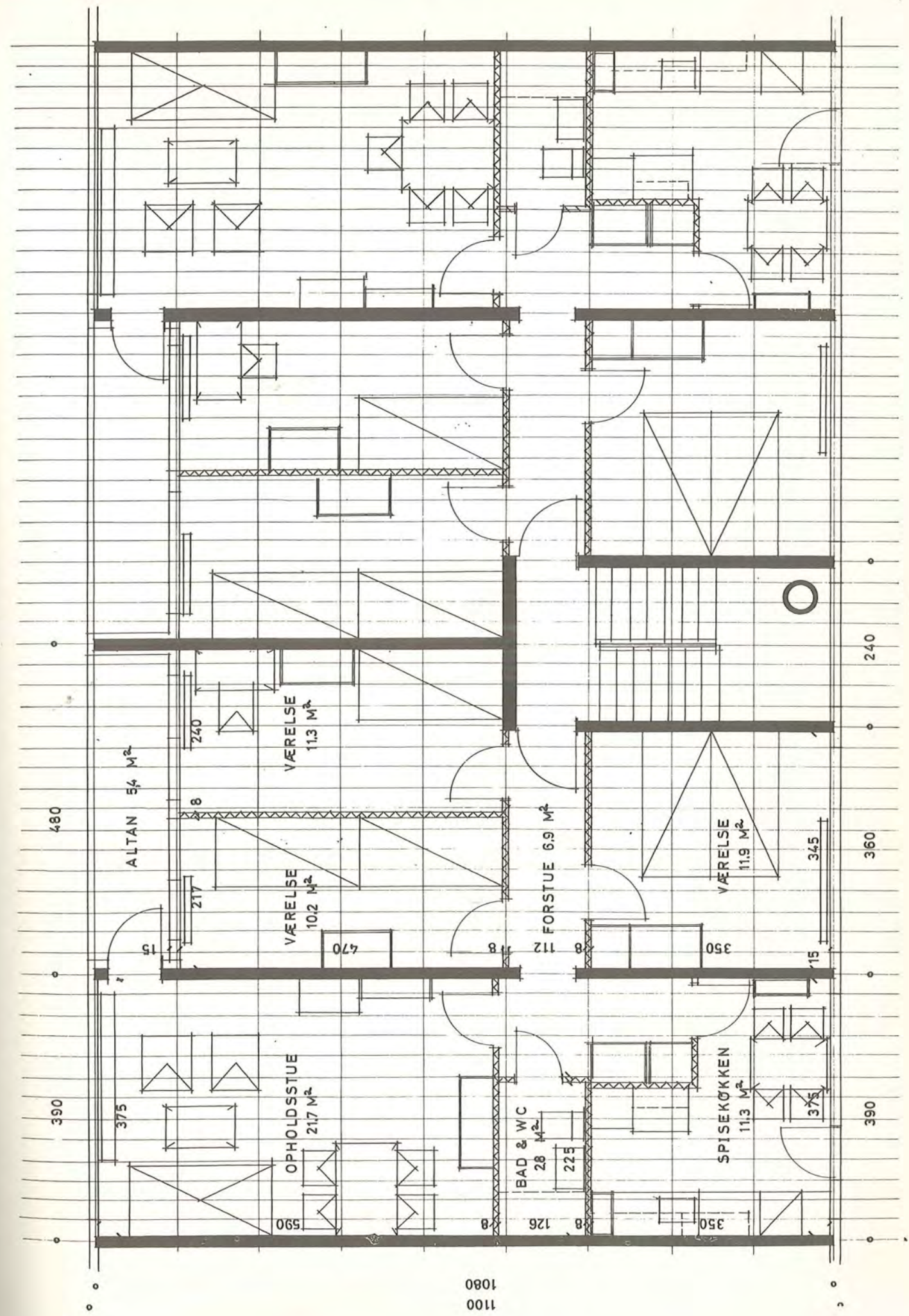
Kælderfacadevæggene og kældergavlvæggene udføres henholdsvis 25 cm og 28,5 cm tykke støbt på stedet.

Kældervæggene udføres uarmerede 15 cm tykke og støbes på stedet. Dog udføres de længdeafstivende kældervægge 18 cm tykke svarende til tykkelsen af de længdeafstivende vægelementer.

Tværvæggene i etagerne består af 15 cm fabriksfremstillede betonkomponenter med maksimal vægt på ca. 2,2 ton. Tværvægskomponenterne er uarmerede. Samvirkningen mellem de enkelte tværvægselementer ved vandret kraftpåvirkning er etableret ved fortanding af elementerne i de lodrette fuger.

De længdestabiliserende vægge i etagerne består af 2 stk. 18 cm fabriksfremstillede betonkomponenter pr. etage for hver opgang.

Ifølge DS 410 § 7 skal ethvert bygværk være i stand til at optage en vandret kraft lig med 1,5% af den samlede lodrette belastning incl. egenvægten. Denne kraft optages på langs af bygningen for hver opgang af en "udkraget" bjælke, der er indspændt i en fundamentsbjælke. Den "udkragede" bjælke etableres af ovennævnte 18 cm betonelementer, der sammenholdes af en lodret armering. Den lodrette fuge mellem de 2 længdevægselementer er sikret mod forskydning ved vandret kraftpåvirkning med fortanding og bøjler.



Figur 3.9A

Dækkene er udført med fabriksfremstillede 18 cm armerede hulplader (forsynet med understøtningsknaster). Dækkene bringes til at virke som skiver ved hjælp af fortandinger og armering i såvel langsgående som tværgående fuger.

Taget er en trækonstruktion bestående af simple spær, hvis lodrette tænger hviler hver for sig på dækket over øverste etage. Spærfoden er forankret til øverste dæk.

Facaden består af rumstore trækomponenter, der er boltet til dækkene ved hjælp af vinkeljernbeslag. Vindtrykket bliver derved gennem dækkenes skivevirkning ført ud til tværvæggene.

0. ALMENT

0.1 Beregningsgrundlag

DIF: Belastningsforskrifter	DS 410
DIF: Normer for beton- og jernbetonkonstruktioner	DS 411
DIF: Normer for trækonstruktioner	DS 413

0.2 Belastninger

Enhedsbelastninger på bygningsdele:

Egenvægte : g

Dækelementer	300 kg/m ²
gulvbelægning	25 -
altanplader	365 -
<u>Lette vægge : p₁</u>	150 kg/m ²

Bevægelig belastning : p

boligareal	150 kg/m ²
trapper	300 -
altaner	400 -
snebelastning	75 -

0.3 Materialer

<u>Beton</u>		σ_T kg/cm ²	r_b kg/cm ²
Beton i vægkomponenter	klasse A	240	75+5% = 78
" " dækkomponenter	" "	"	"
" " fuger	" "	"	"
<u>Jern til beton klasse A</u>			r_j kg/cm ²
Stål 37		1300 + 5% =	1365
Tentorstål 6-8 mm		$\frac{\sigma_F}{2}$ + 5% =	2730
Tentorstål 10-25 mm		$\frac{\sigma_F}{2}$ + 5% =	2940
Kamstål		$\frac{\sigma_F}{2}$ + 5% =	2205

1. LÆNGDESTABILITET

Index:

1.0 Generelt1.1 Stabilitetskrav1.2 Vandrette kræfter1.3 Lodrette kræfter1.4 Kraftskema1.0 Generelt

Anordning:

Blokkens længdestabilitet sikres af trapperummenes langsgående væg, med tværsnitsdimensionen 0,18 · 2,55 m, der har den funktion at overføre de vandrette kræfter til de langsgående fundamenter.

1.1 Stabilitetskrav:

Længdevæggen skal overføre de væltende kræfter til fundament gennem den langsgående kældervæg med dimension 0,18 · 2,55.

Den samlede vandrette påvirkning (massekraft), som blokkene påregnes udsat for, må ikke være mindre end 1,5% af den samlede lodrette belastning.

Dette stabilitetskrav tilgodeses ved for den største og tungeste opgangstype (no. 4) at dimensionere den langsgående trappevæg efter følgende stabilitetskriterier:

Belastn. tilfælde A: Normalkraft som funktion af hvilende belastning.

Massekraft som funktion af hvilende + reduceret bevægelig belastning.

Spændinger: normalt tilladelige.

Belastn. tilfælde B: Normalkraft som A.

Massekraft som A multipliceret med 1,5.

Spændinger: normalt tilladelige + 80%.

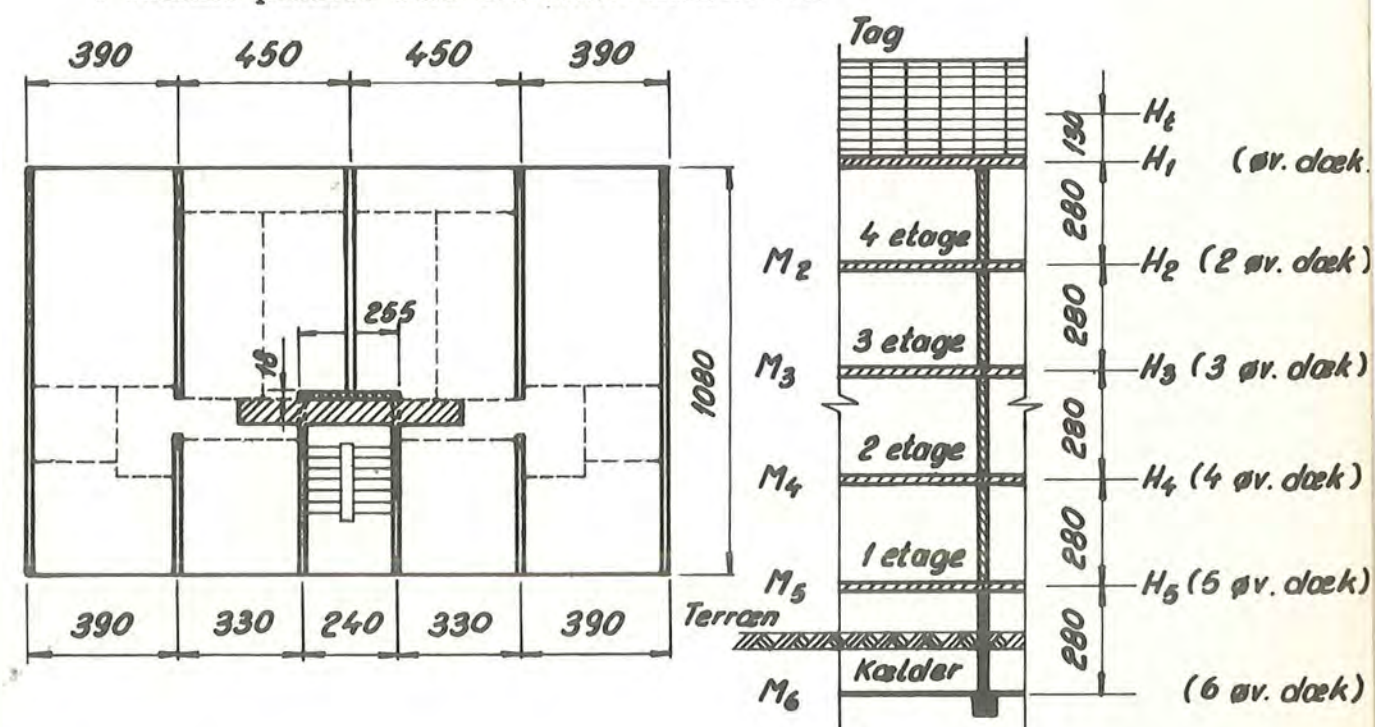
1.2 Vandrette kræfter:

Ved massekraften forstås ovennævnte 1,5% af den samlede lodrette belastning. Den egentlige vindkrafts indflydelse på længdestabiliteten (vind på gavle) er i alle tilfælde mindre end massekraftens, hvorfor der ikke redegøres for belastningstilfældet: Vind på gavle.

Ved momentberegningen ækvivaleres massekræfterne med enkeltkræfter H_m angribende i specifikke punkter som angivet på nedenstående skitse, 1.2-2. Momentarmene h regnes fra underkant kældertværvægge (støbt på stedet) til overkant dæk i hver etage. De ækvivalente massekræfter udregnes som 1,5% af vægten og grupperes som følger:

1. Tag ialt (lægter + spær + eternit) angribende 1,3 m over øverste dæk.
2. Øverste dæk (omfattende dæk + isolering)
3. Normalt dæk (omfattende gulv, dæk, altanplader og trappe)
4. Vægge pr. etage (omfattende tunge vægge, trappevægge, lette vægge og facader).

For væggruppens vedkommende bemærkes, at lette vægge + facader er ækvivaleret med 150 kg pr. m^2 etageareal og konteret som hvilende belastning. Massekræfterne hidrørende fra væggruppen henføres med $1/2$ til henholdsvis overliggende og underliggende dæk, således at væg-massekræfterne regnes at angribe i samme punkter som dæk-massekræfterne.



Opgangstype 4, 1:200

Fig: 12-1

Opstalt, 1:200

Fig: 12-2

Vægtberegning:

For opgangstype 4 haves:

$$\begin{aligned} \text{Opgangsareal: } 10,8 \cdot 16,80 &= 181,5 \text{ m}^2 \\ \text{Lejlighedsareal:} &90,75 - \\ \text{Længde af tunge vægge} &= 5 \cdot 10,80 + 2,55 + 4,70 \\ &= 61,25 \text{ m (incl. trappevægge)}. \end{aligned}$$

Vægtenheder i opgangstype 4:

	g	p	mængde	G	P
	kg/m ²	kg/m ²	m ²	t	t
1. Tag: eternit+spær+lægter:	40	75	181,5	7,3	13,6
2. Øverste dæk	: 325	150	181,5	59,0	27,2

	g	p	mængde	G	P
	kg/m ²	kg/m ²	m ²	t	t
3. Normalt dæk: gulv	: 25	-	158,5	3,9	-
dæk	: 325	150	158,5	51,5	23,7
2 altanplader:	365	400	11,5	4,2	4,6
trappe	: 300	300	11,5	3,5	3,5
ialt normalt dæk:				63,1t	31,8t
4. Vægge pr. etage:					
tunge vægge	: 935	-	61,25	57,3	-
lette vægge + facader	: 150	-	181,5	27,2	-
ialt tunge vægge pr. etage:				84,5t	

1.3 Lodrette kræfter

Den længdestabiliserende trappevæg er påvirket af en vertikal normalkraft N hidrørende fra dels egenvægten og dels fra vægten af det skraverede areal på fig. 1.2-1, idet denne belastning via døroverliggerne føres ind på længdevæggen. Bevægelig belastning medregnes ikke i N.

Øverste etage:

Trappevæg: $2,8 \cdot 2,55 \cdot 0,18 \cdot 2,400$	= 3,08 t
døroverligger: $0,45 \cdot 0,50 \cdot 0,15 \cdot 2,400$	= 0,08 t
dæk over trapperum: $0,45 \cdot 2,4 \cdot 0,325$	= 0,35 t
tilstødende dæk: $0,45 \cdot \frac{3,30}{2} \cdot 2 \cdot 0,325$	= <u>0,48 t</u>
	3,99 t

Normaletage:

Trappevæg: $2,8 \cdot 2,55 \cdot 0,18 \cdot 2,400$	= 3,08 t
Repose: $2,4 \cdot 0,45 \cdot (0,26 - 0,08) \cdot 2,400$	= 0,46 t
tilstødende dæk: $0,45 \cdot \frac{3,30}{2} \cdot 2 \cdot (0,325 + 0,025 + 0,150)$	= 0,74 t
døroverligger: $0,45 \cdot 0,50 \cdot 0,15 \cdot 2,400$	= <u>0,08 t</u>
	4,36 t

1.4 Kraftskema

Opstilling: Massekræfterne $H_t, H_1, H_2, \dots, H_5$ fastlægges i overensstemmelse med normerne som

$$H = (G + \frac{P}{3} + \alpha) \cdot 0,015$$

hvor α er det tillæg, som skal gives for at opfylde kravet om, at de opsummerede reducerede bevægelige belastninger ($\frac{P}{3}$) skal være større end eller lig med fuld bevægelig belastning fra een etage. Se beregningsskema.

Bestemmelse af massekraftmomenterne M_2, M_3, M_4, M_5 og M_6 samt de tilhørende normalkræfter ($\sum N$) er skematisk fremstillet i skemaet. Iøvrigt henvises til fig. 1.1-1 og 1.1-2.

Tillægget α til massekræfterne H påføres ved momentberegningen i niveau med H_t .

2. TVÆRSTABILITET

Index:

2.0 Generelt

2.1 Stabilitetskrav

2.2 Vindkraft

2.3 Massekraft

2.0 Generelt

Anordning:

Blokkens tværstabilitet sikres af de bærende tværvægge.

2.1 Stabilitetskrav:

Tværstabilitet påvises for samtlige 3- og 4-etagers blokke ved at eftervise tværstabilitet for:

1. Vind på facader (stabilitet for tværvæg, type A)
2. 1,5% massekraft for opgangstype 4.

Orienterende beregninger af elementdækkenes stivhed i forhold til tværvæggens stivhed viser, at man må regne med at hver tværvæg vil føre sin del af vindkraften på facaden ned i jorden. Man vil således ikke med rimelighed kunne regne med, at vind-

	N t	Σ N t	G dæk t	G væg t	G total t	P dæk t	G _{total}	1,5% - massekraft (t)					Momentarm h til overkant dæk (m)					Moment til overkant dæk ved: (tm)					Σ H	
								P	P/3	Σ P/3	H = P/3	α	2.øv.	3.øv.	4.øv.	5.øv.	6.øv.	2.øv.	3.øv.	4.øv.	5.øv.	6.øv.		
																								2.øv.
Tag	-	-	7,3	-	7,3	13,6	0,11	0,20	0,07	0,07	0,18	0,13	4,10	6,90	9,70	12,5	15,3	0,8	1,3	1,7	2,3	2,8	0,31	
Øverste dæk	3,99	3,99	59,0	42,3	101,3	27,2	1,52	0,41	0,14	0,21	1,66	0,20	2,80	5,60	8,40	11,2	14,0	4,7 0,6	9,3	14,0	18,6	23,2	2,04	
2.øverste dæk	4,36	8,35	63,1	84,5	147,6	31,8	2,21	0,48	0,16	0,37	2,37	0,11		2,80	5,60	8,40	11,2		6,7 0,3	13,3	19,9	26,5	4,32	
3.øverste dæk	4,36	12,71	63,1	84,5	147,6	31,8	2,21	0,48	0,16	0,53	2,37	-			2,80	5,60	8,4			6,6	13,3	19,9	6,58	
4.øverste dæk	4,36	17,07	63,1	84,5	147,6	31,8	2,21	0,48	0,16	0,69	2,37	-				2,80	5,60				6,6	13,3	8,95	
5.øverste dæk	4,36	21,43	63,1	84,5	147,6	31,8	2,21	0,48	0,16	0,85	2,37	-					2,80						6,6	11,32
Massekraftmoment:																	6,1	17,6	35,6	60,7	92,3			
																	= M ₂	= M ₃	= M ₄	= M ₅	= M ₆			

kræfterne på facaderne kan føres via dækkene ud til de dørløse tværvægge mellem opgangstyperne (skyldes primært trappeskak- tens svækkelse af dækkenes stivhed i vandret plan).

Dette betyder imidlertid, at de normale tværvægges døroverligge- re skal være i stand til at overføre vindkræfterne, således at tværvæggen kan opfattes som en skive stående på sit fundament.

Ved eftervisningen af tværstabiliteten forudsættes derfor retliniet spændingsfordelinger under tværvægsfundamenterne.

2.2 Vindkraft

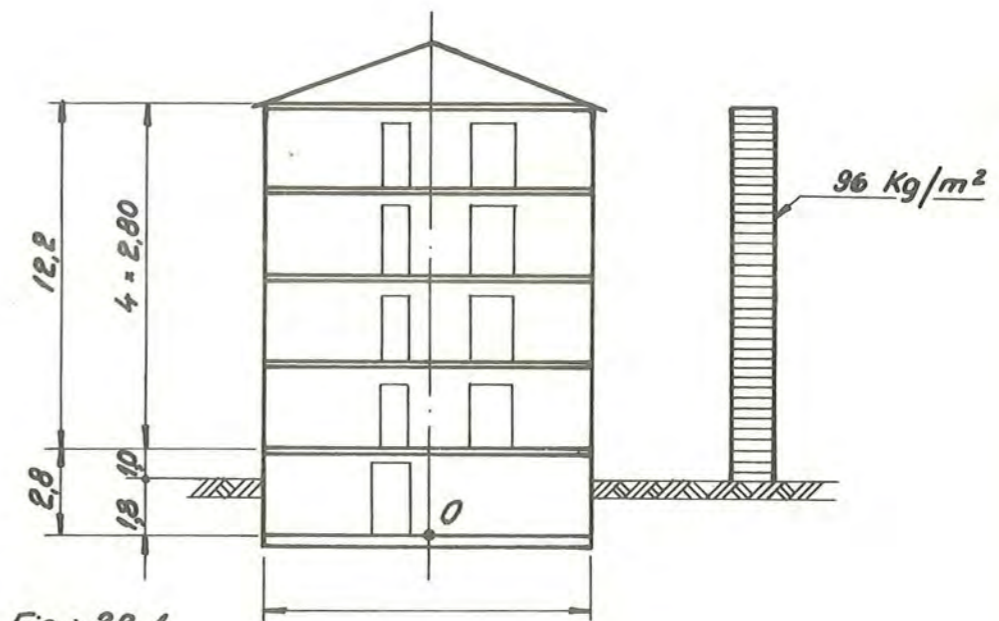


Fig: 2.2-1

Facadehøjde over terræn for 4-etage blokke:

$$1,0 + 4 \cdot 2,80 = 12,2 \text{ m}$$

Facadehøjde over terræn for 3-etage blokke:

$$1,0 + 3 \cdot 2,80 = 9,4 \text{ m}$$

Samlet vindpåvirkning: $q = 80 + 16 = 96 \text{ kg/m}^2$

For kældertværvæg, type A (\sim vindbelastet facade $a = 4,65 \text{ m}$)
moment om O:

$$3 \text{ etager: } M_{\text{max}}^{\text{vind}} = 96 \cdot 9,4 \cdot 4,65 \cdot \left(1,8 + \frac{9,4}{2}\right) = 27,2 \text{ tm}$$

$$4 \text{ etager: } M_{\max}^{\text{vind}} = 96 \cdot 12,2 \cdot 4,65 \cdot \left(1,8 + \frac{12,2}{2}\right) = 43,0 \text{ tm}$$

der under forudsætning af at tværvæggene er stive skiver (og dermed retliniet spændingsfordeling) giver følgende:
 snit i tværvæg lige over kældergulv: $t = 15 \text{ cm}$

$$3 \text{ etager: } \sigma_b^{\text{vind}} = \frac{2720000}{\frac{1}{6} \cdot 15 \cdot 1080^2} = \frac{2,72 \cdot 10^6 \cdot 6}{15 \cdot 1,08^2 \cdot 10^6} \\ = 0,94 \sim \pm 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$4 \text{ etager: } \sigma_b^{\text{vind}} = \frac{4300000}{\frac{1}{6} \cdot 15 \cdot 1080^2} = 1,47 \sim \pm 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

hvilket giver følgende tillæg i fundamentstrykket ved facaderne:

$$3 \text{ etager: } \sigma_{\text{jord}}^{\text{vind}} = \frac{15 \cdot 100 \cdot 1,0}{40 \cdot 100} = 0,375 \text{ kg/cm}^2 \sim \pm 3,8 \text{ t/m}^2$$

$$4 \text{ etager: } \sigma_{\text{jord}}^{\text{vind}} = \frac{15 \cdot 100 \cdot 1,5}{40 \cdot 100} = 0,562 \text{ kg/cm}^2 \sim \pm 5,6 \text{ t/m}^2$$

hvilket hverken for beton eller jord vil overskride de tilladelige belastninger,

2.3 Massekraft:

1,5% massekraftmomentet for påvirkning på tværs af facaden regnes at blive optaget af 4 stk. tværvægge pr. opgangsetage. Tværvæggene regnes som skiver fra loft til fundament.

Fra afsnit 1.4 haves for opgangstype 4:

$$3 \text{ etager: Massekraftmoment } M_5 = 60,7 \text{ tm}$$

$$4 \text{ etager: " } M_6 = 92,3 \text{ tm}$$

der pr. tværvæg giver:

$$3 \text{ etager: } M = \frac{60,7}{4} = 15,2 \text{ tm}$$

$$4 \text{ etager: } M = \frac{92,3}{4} = 23,1 \text{ tm}$$

der er mindre end momenterne fra belastning af direkte vind på tværs af facader.

4. DÆK

- 4.1 Terminologi
- 4.2 Generelt
- 4.3 Beregningsforudsætninger
- 4.4 Fordeling af belastninger
 - 4.41 Lodret belastning
 - 4.42 Vandret belastning
- 4.5 Lejeforhold
- 4.6 Beregningseksempel

4. DÆK

4.1 Terminologi

Inden for betonkomponentbyggeriet betegnes som dækkomponenter alle komponenter med stor udstrækning i vandret plan samtidig med at komponentens bredde er større end 3 gange højden (se figur 1. 3B).

Afhængig af dækkomponenttværsnittets geometriske udformning benævnes bygningsdelen (dækket) som følger:

Massivt dæk: Dæk uden udsparinger med plan over- og underside

Ribbedæk : Dæk med op- eller nedragende ribber

Huldæk : Dæk med udsparinger og plan over- og underside

Afhængig af dækkomponenternes placering i bygningen benævnes bygningsdelen som følger:

Tagdæk : Dæk over øverste udnyttede etage

Etageadskill.: Dæk mellem to udnyttede etager

Kælderdæk : Dæk over kælder

Herudover anvendes en række forskellige udtryk, der stammer fra det traditionelle byggeri, f. eks.: Altanplade (dækkomponent ved altan), badplade (dækkomponent, der fungerer som gulv i badeværelse), hovedrepose (dækkomponent i trapperum i plan med en etageadskillelse), mellemrepose (dækkomponent i trapperum, ikke i samme plan som en etageadskillelse), trappeløb (dækkomponent i trapperum, hvor komponentens plan danner en vinkel med etageadskillelserne).

4.2 Generelt

Etageadskillelser udføres af brand- og lydmæssige grunde normalt af armeret beton. I de fleste vesteuropæiske lande anvendes som regel enkeltspændte betonkomponenter i bredder fra 60 cm til 240 cm med udsparede huller eller ribber for at reducere egenvægten. I de østeuropæiske lande anvendes yderligere dobbeltspændte, massive betonkomponenter. Ved spændvidder over

ca. 6 m er komponenterne oftest forspændte for at reducere nedbøjningerne. Der må i så fald træffes effektive foranstaltninger for at sikre, at den uundgåelige krybning af komponenterne kan foregå frit.

Etageadskillernes tykkelse vil af brandmæssige grunde som regel være min. 8 cm. Hvis der stilles lydæssige krav, vil dækkomponenterne normalt være min. 12 cm massivt beton eller 18 cm hulplader.

Polske forskrifter (A.07) angiver generelle retningslinier som anført i figur 4.2A. Disse forskrifter giver tyndere plader end dansk praksis.

I figur 4.2B er angivet et eksempel på detailudformningen af en dansk dækkomponent.

4.3 Beregningsforudsætninger

Beregning af dækkomponenter foregår efter de samme retningslinier, som er gældende for pladsstøbte dæk, idet dog understøtnings- og kantforhold kan være specielle.

Den nominelle spændvidde, l_n , som skal anvendes ved beregningerne, bestemmes for simpelt understøttede dæk som regel som afstanden mellem midtpunkterne af understøtningerne.

For kontinuerte dæk regnes spændvidden lig afstanden mellem de understøttende vægges midtpunkter.

Polske forskrifter angiver, at det teoretiske understøtningspunkt ved indspændte dæk kan regnes at være beliggende i væggen i en afstand af 2,5% af l_f fra kanten, hvor l_f er den frie spændvidde.

4.4 Fordeling af belastninger

Belastninger fordeles principielt således, at der er ligevægt med de resulterende udbøjninger og de ydre kræfter (arbejds ligningen opfyldt, ydre ligevægt opretholdt). Som regel vil det dog være uigennemførligt at foretage nøjagtige beregninger, og man foretager i stedet for en række tilnærmelser, som gør det nødvendigt at skønne over beregningernes pålidelighed i det konkrete tilfælde.

Minimum tykkelse af armerede betondækkomponenter.

Kilde: B. Lewicki: Building with Large Prefabricates.

1. Enkeltspændte komponenter, simpelt understøttede

Tagkomponenter : min. 3,5 cm el. $1/35 \cdot 1$

Andre dækkomponenter : min. 5,0 cm el. $1/35 \cdot 1$

2. Enkeltspændte komponenter, indspændte

Tagkomponenter : min. 3,0 cm el. $1/40 \cdot 1$

Andre dækkomponenter : min. 4,5 cm el. $1/40 \cdot 1$

3. Dobbeltpændte komponenter, simpelt understøttede

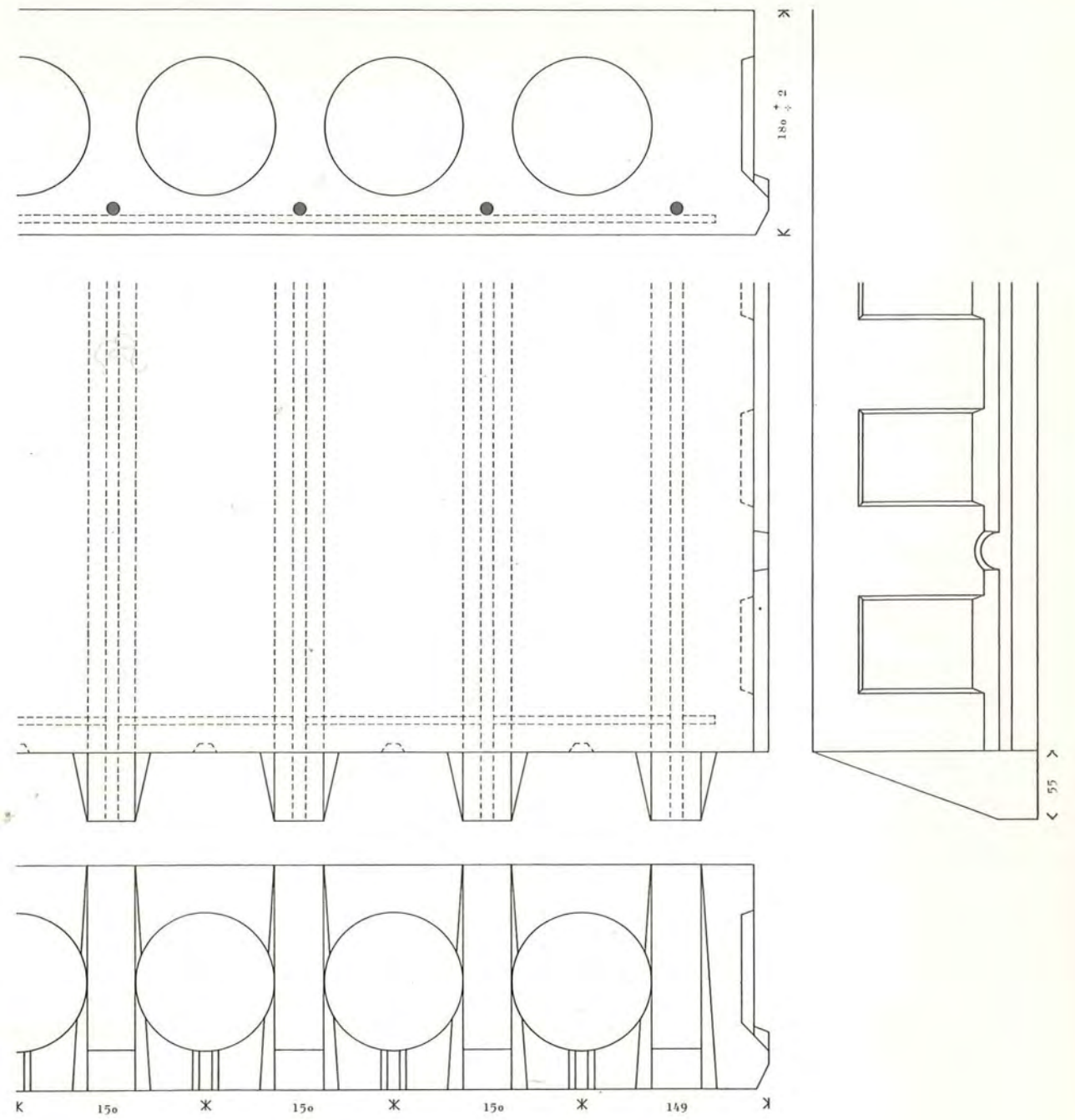
Tagkomponenter : min. 3,0 cm el. $1/45 \cdot 1$

Andre dækkomponenter : min. 4,5 cm el. $1/45 \cdot 1$

4. Dobbeltpændte komponenter, indspændte

Tagkomponenter : min 2,5 cm el. $1/50 \cdot 1$

Andre dækkomponenter : min 3,0 cm el. $1/50 \cdot 1$



Eksempel på dansk dækkomponent, 1:5
 Figur 4. 2B

4.41 Lodret belastning

Samvirken mellem dækkomponenter afhænger naturligvis af dækfugens evne til at optage forskydningskræfter vinkelret på dækkets plan. Normalt dimensioneres fugen således, at der kan regnes med fuld samvirken mellem de enkelte komponenter, d. v. s. dækket optræder for lodret belastning som en monolitisk jernbetonplade.

Tjekkoslovakiske forskrifter (B. 11) angiver for dæk med tilstøbte fuger med forskydningslåse, at der kan regnes med følgende fordeling:

- 1) Langsgående linielast på midte dækkomponent:
50% på den direkte belastede komponent
25% på hver nabokomponent.
- 2) Langsgående linielast på fugen:
50% på hver komponent ved fugen.
- 3) Enkeltlast på midterste trediedel:
Fordeling over en bredde, der højst er lig med spændvidden.

Ved samvirken mellem dækkomponenter skal forskydningsspændingen

$$t_i = \frac{k \cdot Q_d}{F_s} \leq 0,18 \text{ kp/cm}^2$$

hvor Q_d = differensbelastningen,

F_s = statisk virksom fugeareal

og k = en koefficient, der afhænger af beliggenheden af det direkte belastede komponent. For komponenter langs dækkets kanter er $k = 0,9$, i andre tilfælde er $k = 0,45$.

Ved belastning fra lodrette skiver (f. eks. lette vægge og facader) parallelle med spændretningen må man være opmærksom på, at disse normalt er meget stivere end dækket. Vægten af sådanne skiver kan derfor ofte mest korrekt koncentreres ved skivens kant.

Tjekkoslovakiske forskrifter angiver for ikke stive vægge, at 60% af vægten kan fordeles jævnt over væggenes længde, medens 40% koncentreres ved væggenes kanter og åbnernes kanter.

Nedbøjningernes tilladelige størrelse er ikke underkastet normbestemmelser. Ved nedbøjningsbestemmelse anvendes

normalt en elasticitetskoefficient på $E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$, men man må være opmærksom på at langtidsnedbøjningen kan være 2-3 gange større.

Sovjetiske standards angiver følgende maksimalt tilladelige nedbøjninger for langtidsbelastning:

$$\begin{array}{l} l \leq 7m : f \leq \frac{1}{200} \cdot l \\ l > 7m : f \leq \frac{1}{300} \cdot l \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} l \leq 7m \\ l > 7m \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{Dæk med plan} \\ \text{underside} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} l \leq 5m : f \leq \frac{1}{200} \cdot l \\ 5m < l \leq 7m : f \leq \frac{1}{300} \cdot l \\ l > 7m : f \leq \frac{1}{400} \cdot l \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} l \leq 5m \\ 5m < l \leq 7m \\ l > 7m \end{array}} \right\} \text{Ribbedæk}$$

Nedbøjningen alene for nyttelast må max. være

$$f = \frac{1}{350} \cdot l$$

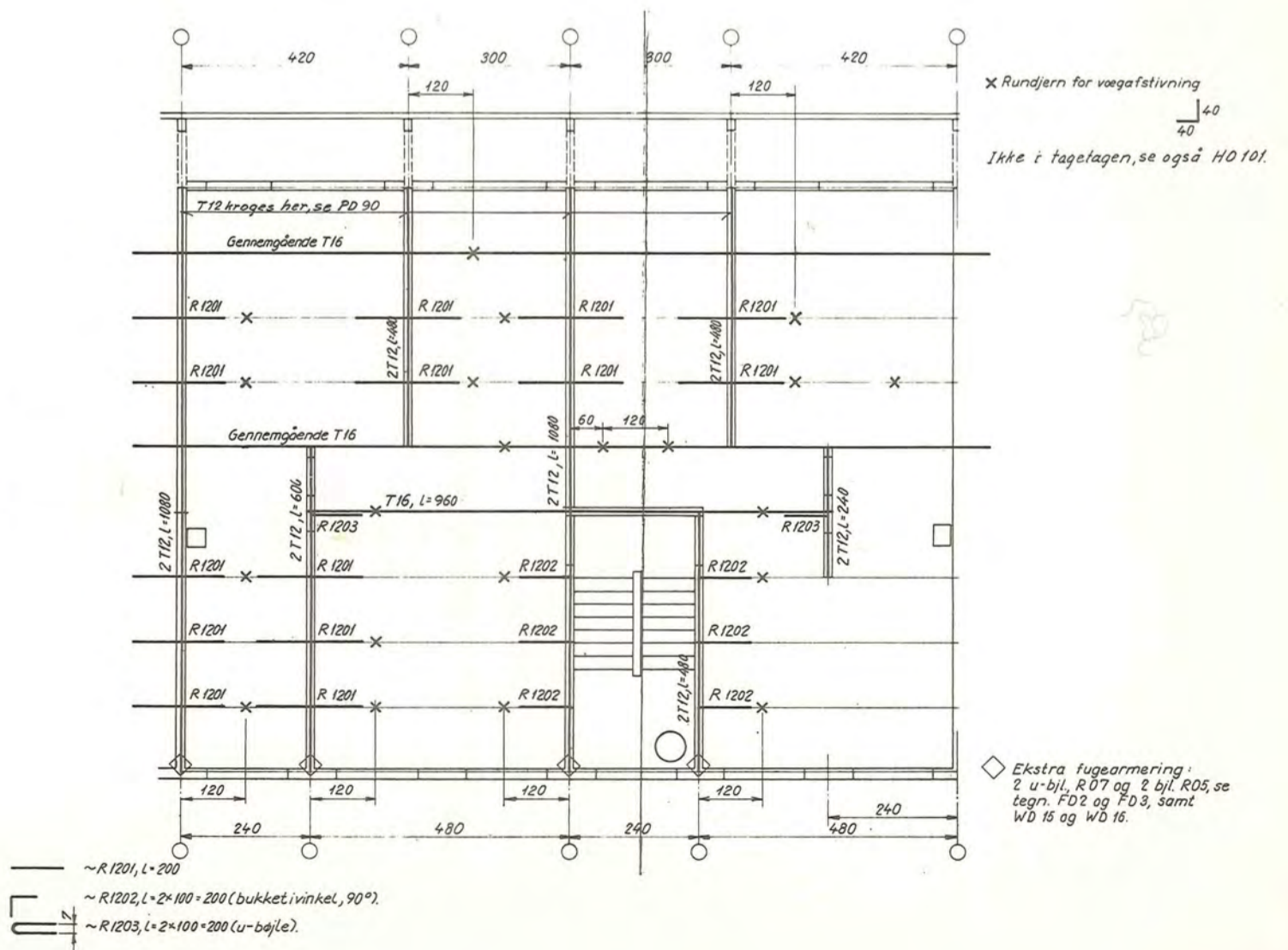
Tjekkoslavakiske forskrifter angiver, at nedbøjning for den fulde normalbelastning ikke må overstige 0,7 cm.

4.42 Vandret belastning

Dækket påvirkes af vandrette kræfter (vind, massekraft, skivekræfter m.v.) som føres til de afstivende vægge ved skivevirkning. Denne skivevirkning opnås ved at der i de fortandede dækfuger ilægges armering til optagelse af trækkræfter og udstøbes til optagelse af forskydningskræfter gennem betonforskydningslåse.

Ved visse systemer opnås dækkets skivevirkning ved at sammensvejses dækkomponenterne ved istøbte armeringsjern eller plader langs kanten. Dækket regnes således at virke som en helhed (og regnes normalt absolut stift i sit eget plan). Facadedækkomponenter skal således ikke alene føre vindkræfterne til tværvæggene. For at sikre skivevirkningen ilægges normalt i de yderste langsgående fuger gennemgående armering i hele husets længde og i alle andre fuger et jern med passende længde til hver side af etagekrydset. På figur 4.4A er vist et eksempel på armering af en dæk-

Figur 4.4



skive i en 4-etagers beboelsesbygning. I dækfugen i forlængelse af den afstivende længdevæg ilægges normalt ligeledes kontinuert fugearmering for at overføre kræfterne fra dækskive til længdevæg.

Dækskivens langsgående armering har yderligere den funktion at virke revnefordelende. Ved komponentbyggeri i dag opføres "uendelig lange" (over 200 m) bygninger uden dilatationsfuger, og der er ikke konstateret større revner. Bevægelserne synes således at fordele sig over samtlige fuger. Tidligere udførtes dilatationsfuger for hver længdeafstivende væg, og der konstateredes da bevægelser af størrelsesordenen 3 mm.

Efter dansk ingeniørpraksis tillades maksimalt forskydnings-spændinger i dækfugerne på 2-3 kp/cm².

4.5 Lejeforhold

Dækkomponenter aflægges ofte på "tør fuge", d. v. s., at dækkomponentens understøtningsflade anbringes direkte (knas) på en vægkomponent eller en afrettet, hærdet cementmørtelfuge. Understøtningsforholdene er p. g. a. udførelsesunøjagtighederne ikke særligt veldefinerede og vil være afhængige af vederlagets krumning og dækkomponenternes tværstivhed. Se afsnittet om fuger.

Det er vigtigt at gøre sig klart, om et givet vederlag skal regnes som en simpel understøtning eller som en indspændt understøtning. I de skandinaviske lande udføres vederlag for dækkomponenter normalt som en simpel understøtning, medens man i de øvrige europæiske lande som regel søger at udforme vederlagene som indspændt understøtning. Se fig. 4.5A.

Spændingsforløbet under dækelementers lejeflader regnes ved en simpel understøtning normalt trekantformet, ved ringe lejedybder dog trapezformet, se figur 4.5B. (Bemærk at dette er uoverensstemmende med den angivne regel for bestemmelse af den nominelle spændvidde).

Tjekkoslovakiske forskrifter angiver, at den teoretiske lejedybde ved linievederlag kan bestemmes af ligningen

$$a_o = \sqrt{\frac{Q}{25 \cdot R_c \cdot \operatorname{tg} v}}$$

hvor Q = reaktionen

R_c = betontrykstyrke af væg

v = drejningsvinklen

Drejningsvinklen kan ved en simpel understøttet dækkomponent med jævnt fordelt belastning bestemmes ved

$$\operatorname{tg} v = \frac{16}{5} \cdot \frac{f \max}{l}$$

hvor $f \max$ = største nedbøjning
og l = spændvidden

Der må ved simple understøtninger træffes særlige foranstaltninger for at hindre, at dækkomponenterne ikke indspændes af overliggende vægkomponent, f. eks. ved en skrå afskæring af knasterne.

Der stilles ikke normkrav til lejedybder. For den almindelige udførelse af dækkomponenter med knaster pr. 15 cm accepteres normalt et vederlag på beton på 6,5 cm \pm 1 cm, på murværk 7,5 cm \pm 1 cm.

Polske forskrifter angiver, at de understøttende vægge skal være mindst 25 cm tykke, og de effektive vederlagsdybder skal have de i fig. 4.5C angivne størrelser.

Tjekkoslovakiske forskrifter angiver, at vederlagsdybden ved uarmerede vægge tykkere end 25 cm skal være mindst 6 cm, ved toparmerede vægge med mindre tykkelse end 25 cm mindst 3 cm regnet fra yderste langsgående jern i væggen til bagkant dækkomponent.

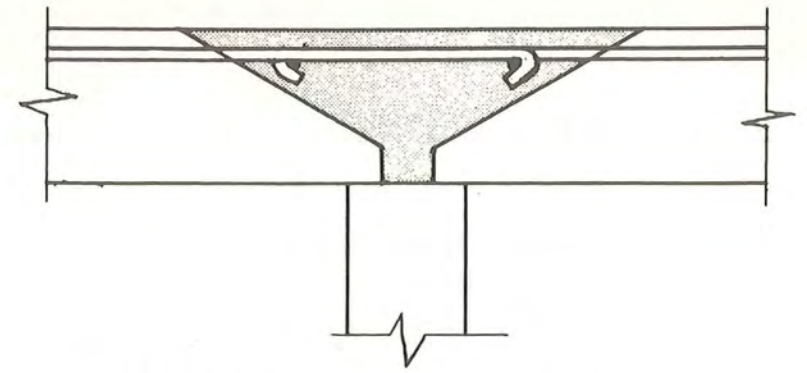
4.6 Beregningseksempel

Beregningerne omfatter 18 cm tykke, 120 cm brede dækkomponenter i længder fra 240 cm til 480 cm. Komponenterne har udsparede huller ($d = 10,8$ cm) pr. 15 cm og aflægges på knaster ligeledes pr. 15 cm.

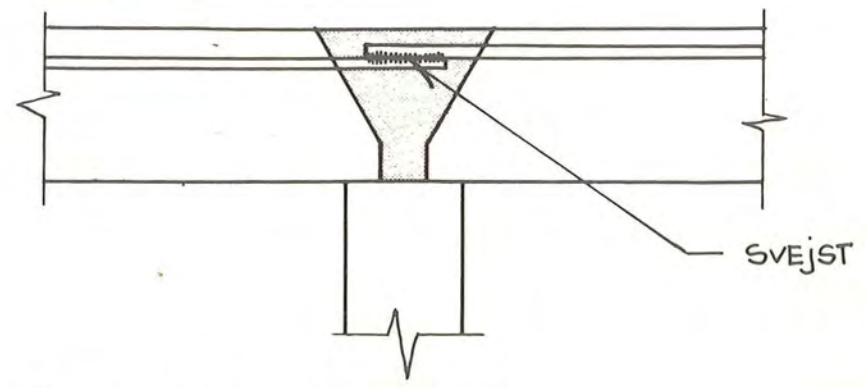
1. Normalplade

PE 2400 Armeres som PE 3900

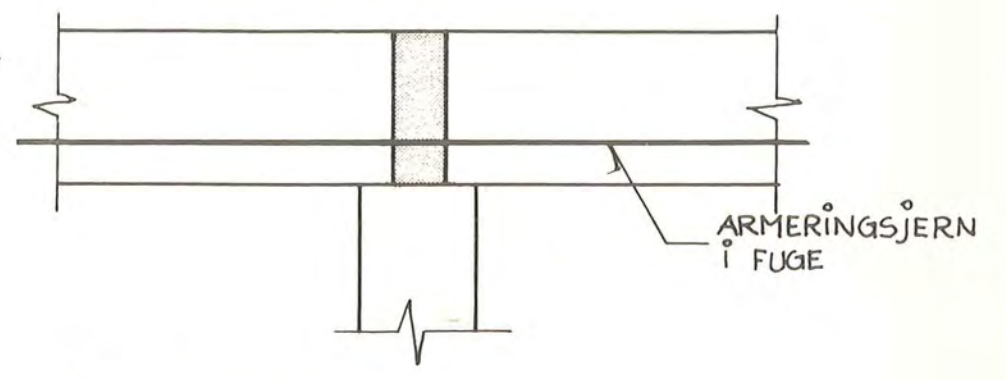
PE 3300 " " " "



INDSPÆNDT UNDERSTØTNING.

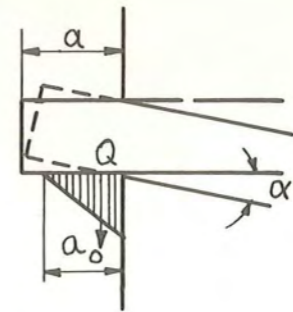


INDSPÆNDT UNDERSTØTNING

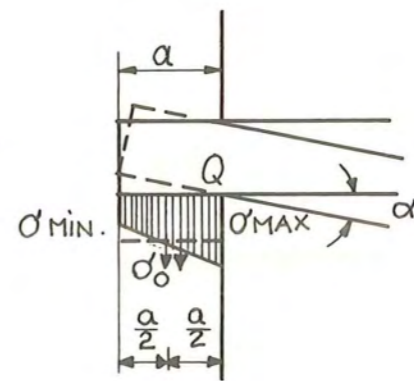


SIMPEL UNDERSTØTNING.

Figur 4.5A



$$a \geq a_0$$



$$a < a_0$$

LEJEFLADE FOR DÆKELEMENTER

Figur 4.5B

Vægge

Dækkomponenttyper		Vægge		
		Jern- beton	Væg af grovbeton eller teglsten	Væg af teglblokke eller letbetonblokke
Frit oplagte bjælker	$l \leq 3m$	5	7	10
	$l > 3m$	7	10	12
Indspændte bjælker	$l \leq 3m$	3	5	7
Frit oplagte plader	$l > 3m$	5	7	7
Indspændte plader	$l \leq 3m$	2	3	5
Indspændte plader		3	5	5

Minimale effektive vederlagsdybder for bjælker og plader. (Efter Lewicki: Building with large prefabricates).

Figur 4.5C

PE 3600 Armeres som PE 3900

PE 3900 Ingen udsparring

$$l \times b = 3,8 \times 1,2 \text{ m} \quad 8 \text{ K } 8 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$h_n = 16,0 \text{ cm} \quad \varphi = 0,21\% \quad \varphi_k/\varphi_n = 0,926/1,90$$

$$g + p = 625 \text{ kg/m}^2 \quad M = \frac{1}{8} \cdot 625 \cdot 3,8^2 \cdot 1,2 = 1350 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{135000}{0,926 \cdot 16 \cdot 4,02} = 2270 \text{ kg/cm}^2 \sim r_{\text{till.}} = 2205 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2270}{100} \cdot 1,9 = 43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Idet } \sigma_{b, \text{træk, bøjn.}} = 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ og } \sigma_j = \begin{cases} 4200 \text{ flydning} \\ 5500 \text{ brud} \end{cases}$$

$$\varphi_{\text{min.}} = 22 \cdot \frac{\sigma_{b, \text{træk, bøjn.}}}{\sigma_j} = 22 \cdot \frac{50}{5500} = 0,2\%$$

PE 4200 Armeres som PE 4800

PE 4500 " " " "

PE 4800 Ingen udsparring

$$l \times b = 4,7 \times 1,2 \text{ m} \quad 8 \text{ K } 10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$h_n = 15,9 \text{ cm} \quad \varphi = 0,33\% \quad \varphi_h/\varphi_k = 0,91/2,45$$

$$g + p = 625 \text{ kg/m}^2 \quad M = \frac{1}{8} \cdot 625 \cdot 4,7^2 \cdot 1,2 = 2070 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{207000}{0,91 \cdot 15,9 \cdot 6,28} = 2275 \text{ kg/cm}^2 \sim r_{\text{till.}} = 2205 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2275 \cdot 2,45}{100} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

2. Køkken-badplade:

PE 3920 & 3921 Udsparringer for installationsrør og skakt

$$l = 3,9 \text{ m} \quad b = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Effektiv dækbredde i midte: } b_{\text{eff.}} = 120 - 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\text{" " i } \frac{1}{4} \text{ pkt.: } b_{\text{eff.}} = 120 - 21 - 32 = 67 \text{ cm}$$

$$7 \text{ K } 10 = 5,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mitte: } \varphi = \frac{5,50 \cdot 100}{15,8 \cdot 105} = 0,332 \quad \varphi_k/\varphi_h = 0,910/2,45$$

$$\frac{1}{4} \text{ pkt.: } \varphi = \frac{5,50 \cdot 100}{15,8 \cdot 67} = 0,520 \quad \varphi_k/\varphi_h = 0,892/3,21$$

Belastning:

$$g + p = 675 \text{ kg/m}$$

$$P = 348 \text{ kg (Ventilationsskakt i } \frac{1}{4} \text{ pkt.)}$$

$$\text{Mitte: } M = \frac{1}{8} \cdot 675 \cdot 3,8^2 \cdot 1,2 + 348 \cdot \frac{3,8}{8} = \\ 1460 + 165 \sim 1625 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{162500}{0,910 \cdot 15,8 \cdot 5,50} = 2060 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1}{4} \text{ pkt.: } M = \frac{3}{4} \cdot 1460 + \frac{3}{2} \cdot 165 = 1100 + 247 = 1347 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{134700}{0,892 \cdot 15,8 \cdot 5,50} = 1740 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 56 \text{ kg/cm}^2$$

3. Facadeplade

PE 4830.

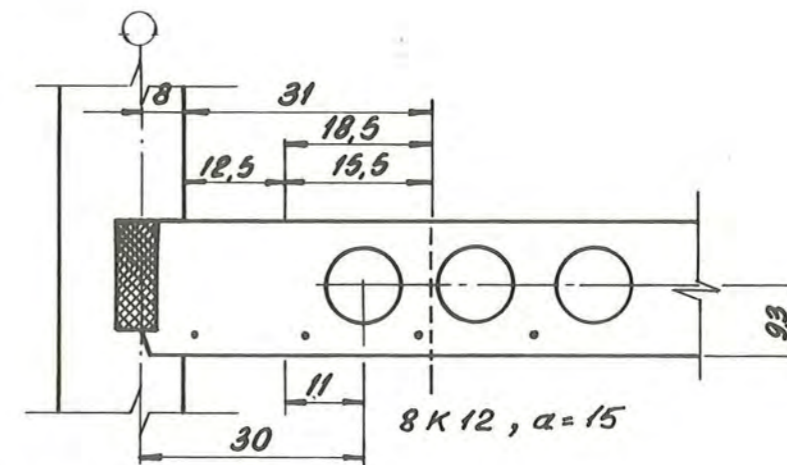


Fig: 4,3-1

Beregningsindskrænket til den yderste sektion som indeholder 3 K 12 = 3,39 cm² $h_n = 15,8$ cm

$$\varphi = \frac{3,39 \cdot 100}{15,8 \cdot 37} = 0,58\% \quad \varphi_k/\varphi_h = 0,887/3,42$$

Last:	Lodret	kg/m	eksc. m	M _v kgm/m
Egenvægt:	0,18 · 0,37 · 2400	160	0	0
	- $\frac{\pi}{4} \cdot 0,11^2 \cdot 2400$	- 23	0,11	- 2,5
Gulv	0,31 · 25	8	0,03	0,2
Facade		146	0,21	- 30,6
Bev. last	0,31 · 150	465	0,03	1,4
Lette vægge	0,31 · 150	<u>465</u>	<u>0,03</u>	<u>1,4</u>
		384		- 30,1

$$M_b = \frac{1}{8} \cdot 384 \cdot 4,7^2 = 1060 \text{ kgm}$$

$$M_v = 30,1 \cdot 2,35 = 70,7 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{106000}{0,887 \cdot 15,8 \cdot 3,39} = 2230 \text{ kg/cm}^2 \sim 2205 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \tau_{\text{max}}^{\text{vridning}} &= \left(3 + \frac{2,6}{\frac{a}{b} + 0,45}\right) \cdot \frac{M_v}{b \cdot a} = \left(3 + \frac{2,6}{\frac{37}{18} + 0,45}\right) \cdot \frac{70,7 \cdot 100}{18^2 \cdot 37} \\ &= 4,04 \cdot \frac{7070}{18^2 \cdot 37} = 2,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 384 \cdot 4,7 = 902 \text{ kg} \quad \tau_{\text{max}} = \frac{902}{0,9 \cdot 15,8 \cdot 37} = 1,7 \text{ kg/cm}^2$$

TIL NOTATER

5. VÆGGE

5.1 Terminologi

5.2 Generelt

5.3 Beregningsforudsætninger

5.4 Fordeling af belastninger

5.41 Lodret belastning

5.42 Vandret belastning

5.5 Beregningseksempel

5. VÆGGE

5.1 Terminologi

Inden for betonkomponentbyggeriet betegnes som vægkomponenter alle komponenter med stor udstrækning i lodret plan samtidig med at komponentens længde er større end 3 gange bredden (se fig. 1.3B).

Afhængig af vægkomponenternes statiske funktion benævnes bygningsdelen (væggen) som følger:

Ikke-bærende væg: Væg, der i skivens plan alene påvirkes af egenvægt. Betegnes også: Let væg.

Selvbærende væg: Væg, der i skivens plan alene påvirkes af egenvægt samt af egenvægt fra overliggende vægge.

Bærende væg: Væg, der i skivens plan udover egenvægt samt egenvægt fra overliggende vægge er belastet af etageadskillelser el. lign.

Afstivende væg: Væg, der deltager i en bygnings stabiliserende system mod vandrette kræfter.

Afhængig af vægkomponenternes placering i bygningen benævnes bygningsdelen som følger:

Indvendig væg: Væg placeret helt inden for bygningskroppen.

Facadevæg: Væg placeret i en bygnings facade.

Gavl-væg: Væg placeret i en bygnings gavl.

Tværvæg: Indvendig væg, hvor skivens plan står vinkelret på facaden.

Længdevæg: Indvendig væg, hvor skivens plan er parallel med facaden.

Herudover anvendes en række forskellige udtryk, der stammer fra det traditionelle byggeri, f. eks.: Altanflunke (tværvæg, der afgrænser en altan), trappevæg (væg der afgrænser et trapperum), hovedskillerum (længdevæg, som regel bærende og forløbende i hele bygningens længde).

5.2 Generelt

Indvendige selvbærende, bærende eller afstivende vægge udføres i etagebyggeri som regel af beton, der billigst og bedst honorerer kravene om styrke, lydreduktion og brandstabilitet. I de fleste vesteuropæiske lande anvendes massive, etagehøje betonkomponenter i længder fra 120 cm til 600 cm. I Danmark anvendes som regel uarmerede komponenter. I de østeuropæiske lande anvendes yderligere komponenter med udsparede, lodrette huller og komponenter med ribbeforstærkninger langs kanterne. Komponenterne er her ofte armerede.

Vægkomponenternes bredder varierer fra 8 cm til 30 cm. I Danmark anvendes normalt bredderne 15 og 18 cm. En 15 cm bred uarmeret væg tilfredsstiller de lyd- og brandmæssige krav i etageboligbyggeri.

Polske forskrifter angiver følgende minimumsbredder for bærende vægge:

Ikke-afstivet væg: 12 cm beton.

Afstivet væg : 10 cm beton.

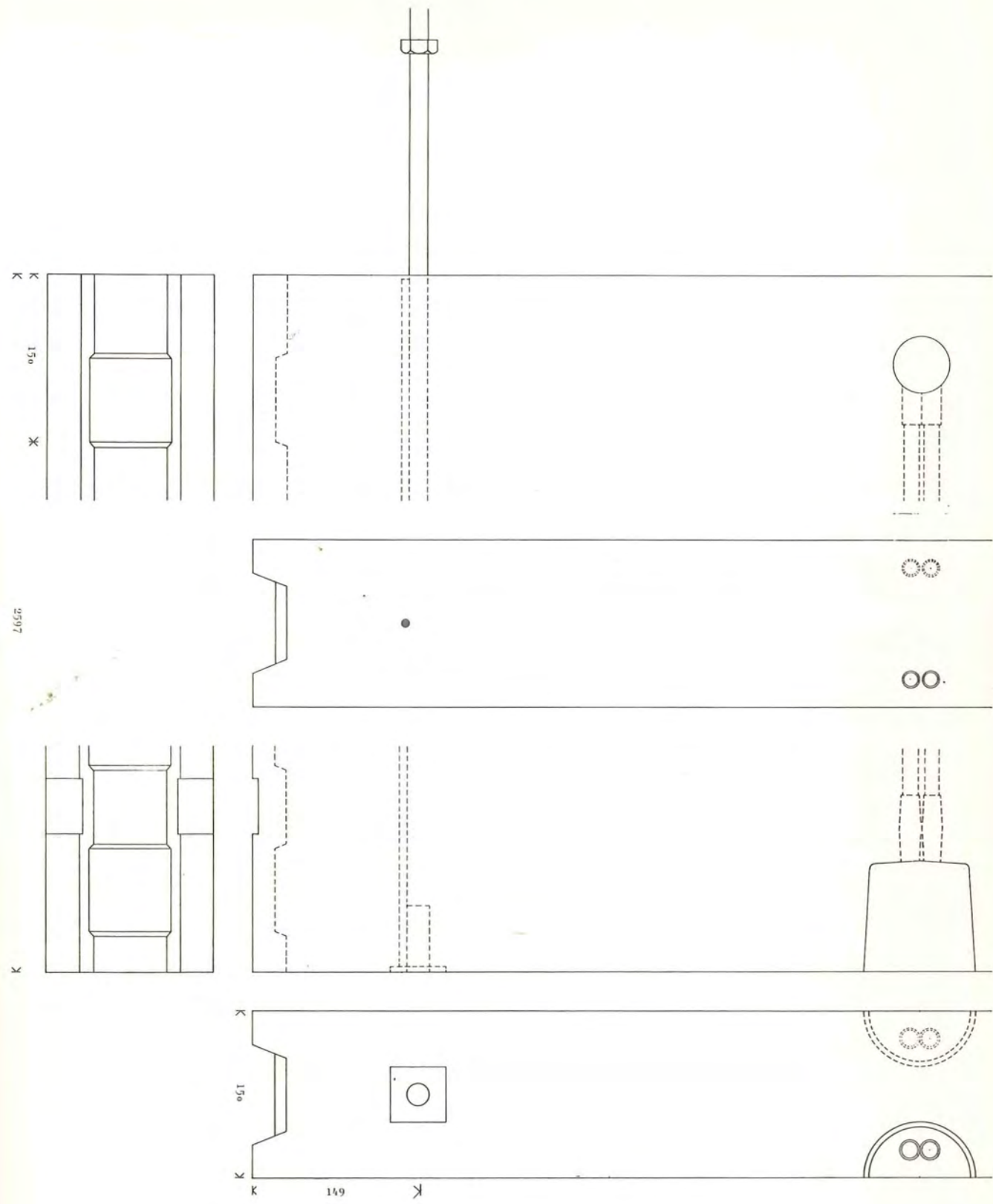
Ved afstivet forstås, at væggen samvirker med en anden væg vinkelret på den aktuelle væg, og $l/h < 1$, hvor l = længden og h = højden.

I figur 5.2A er angivet et eksempel på detailudformningen af en dansk vægkomponent.

Indvendige ikke-bærende vægge udføres af mange forskellige materialer. I Danmark udføres væggene ofte af letbeton (Gasbeton, Lecabeton, Siporex), alm. beton (6 cm vægge), gipsplader pålimet et mellemlægsmateriale o. s. v. Komponenterne er ofte etagehøje og længden varierer fra 50 cm til 600 cm.

Selvbærende, bærende eller afstivende facadevægge udføres som regel som sandwich-komponenter, f. eks. med en statisk virksom indvendig betonstøbning, et isolerende mellemlag og en udvendig, klimaskærmende forstøbning. Bagstøbningen, der virker som skive og plade er armeret. Bredden varierer fra 8-15 cm. Isoleringslaget er fra 5 til 10 cm bredt. Førstøbningens bredde varierer fra 5 til 10 cm.

Ikke-bærende facadevægge kan udføres som ovenfor angivet. I de østeuropæiske lande og i U. K. udføres komponenterne ofte som



Eksempel på dansk vægkomponent
 Figur 5. 2A

massive letbetonkomponenter i bredder fra 15 cm til 30 cm. I Danmark udføres ikke-bærende facadekomponenter ofte som træskeletkomponenter, etagehøje, i længder fra 120 cm til 480 cm. Gavlvægge er som regel bærende og udføres ofte som betonsandwichkomponenter som ovenfor nævnt. I.U.K. anvendes ved lavere byggeri bærende, massive letbetonkomponenter.

5.3 Beregningsforudsætninger

Beregning af vægkomponenter foregår efter de samme retningslinier som er gældende for pladsstøbte vægge, idet understøtnings- og kantforhold dog kan være specielle.

For etagehøje vægge regnes væggenes søjlelængde lig den fri etagehøjde, hvis der ikke er truffet særlige forholdsregler til sikring af momentoverførsel i etagekrydset. Hvis en vægkomponent er afstivet langs de lodrette kanter af væggen vinkelret på den aktuelle væg, kan søjlelængden reduceres.

Polske forskrifter angiver, at en afstivet væg skal regnes som ikke-afstivet, hvis

$l/h > 2$ for vægge afstivet langs to kanter

$l/h > 1$ for vægge afstivet langs een kant

hvor l = længden og h = højden af væggen.

For en væg afstivet langs to kanter kan regnes

$$h_n = \frac{h}{1 + \frac{h}{4 \cdot l}}$$

kant: $h_n = \frac{h}{1 + \frac{h}{l}}$ hvor h_n er den nominelle højde.

5.4 Fordeling af belastninger

Belastningen fordeles principielt således, at der er ligevægt med de resulterende deformationer og ydre kræfter (arbejdslikningen opfyldt, ydre ligevægt opretholdt). Nøjagtige beregninger kan kun i sjældne tilfælde gennemføres. Normalt foretages en lang række skøn for at gøre beregningerne overkommelige.

5.41 Lodret belastning

Normalt beregnes vægkomponenter at optage den belastning, der umiddelbart påvirker komponenten. Afhængig af differensbelastningerne og komponenternes elasticitet vil der dog naturligvis foregå en fordeling af belastningen på nabokomponenter. Da vægkomponenter endvidere normalt forsynes med fortandede kanter, vil fugeudstøbningen bevirke, at forskydende kræfter kan overføres mellem nabokomponenter og en fordeling af belastningen over hele væggen er rimelig.

Det er vanskeligt at bestemme den virkelige belastningsfordeling, der jo afhænger af væggenes elasticitets- og styrkeforhold. I dansk ingeniørpraksis regnes ofte med at en enkeltkraft fordeler sig under en vinkel på ca. 50° svarende til en belastningsbredde på $1,0 \cdot H$ i afstanden H fra enkeltkraften til det betragtede snit.

Tjekkoslovakiske forskrifter angiver, at kraftfordelingen i et snit i afstanden H fra en enkeltkraft er trekantformet med grundlinien $1,6 \cdot H$, eller ensfordelt med belastningsbredden $0,8 \cdot H$.

Polske forskrifter angiver, at kraftfordelingen foregår gennem dæk under hældningen 2:1 og gennem vægge under hældningen 1:4, ca. svarende til en belastningsbredde på $0,5 \cdot H$ i det betragtede snit.

De enkelte vægdele (vægarealerne mellem væggenes åbninger) beregnes ofte under forudsætning af jævn fordeling af belastningen. Se også afsnittet om afstivende systemer. Dette er dog en lidt utilfredsstillende beregningsmetode, idet der ikke tages hensyn til de af differensbelastninger forårsagede deformationer. En bedre beregningsmetode er at bestemme den samlede normalkraft og dennes ekcentricitet i det betragtede snit, og forudsætte retlinet (trapezformet eller trekantfordelt) spændingstilstand over snittet. Denne beregningsmetode er overkommelig, idet der dog opstår visse komplikationer ved beregning af fundamentene, se afsnittet om afstivende systemer.

5.42 Vandret belastning

Væggene påvirkes af en række vandrette kræfter, f. eks. vind, massekraft, lodrette ekcentrisk placerede enkeltkræfter, uens fordelt lodret belastning, som af væggene føres til fundamenterne. Væggenes skivevirkning opnås ved at de lodrette vægfuger fortandes og udstøbes til optagelse af forskydningskræfter og ved at der i etagekrydsene ilægges armering til optagelse af trækkerkræfter. Ved kraftige påvirkninger suppleres fugearmeringen med låsebøjler i vægfugerne, eller væggene forspændes.

Belastningens fordeling på de enkelte vægge afhænger af væggenes elasticitets- og styrkeforhold i relation til dæk og facader.

1. Slappe dæskiver: Den enkelte væg påvirkes af den faktiske belastning, f. eks. overført af facadekomponenterne gennem bøjning.
2. Stive dæskiver, uendelig stive vægskiver (f. eks. etagers byggeri): Den samlede vandrette belastning fordeles på væggene i. f. t. disses forskydningsoptagende evne (normalt i forhold til væggenes vandrette tværsnitareal).
3. Uendelig stive dæskiver: Belastningen fordeles i forhold til væggenes stivheder (ensartet udbøjning). Se afsnittet om afstivende systemer, hvor dette tilfælde er detaljeret behandlet.
4. Ikke-uendelig stive dæk- og vægskiver: Belastningen fordeles efter nærmere beregning, se f. eks. Kassetekonstruktioner, D. I. A.

Efter dansk ingeniørpraksis tillades maksimalt forskydningskræfter i lodrette vægfuger af størrelsesordenen 2 kp/cm^2 . I de vandrette vægfuger tillades en noget højere forskydningspænding afhængig af normalspændingen.

Tjekkoslovakiske forskrifter angiver følgende tilladelige forskydningspændinger for fuger udstøbt med cementmørtel med styrke mindst 170 kp/cm^2 :

I lodrette vægfuger: $2,0 \text{ kp/cm}^2$

I vandrette vægfuger: $3,0 \text{ kp/cm}^2 + t_t$

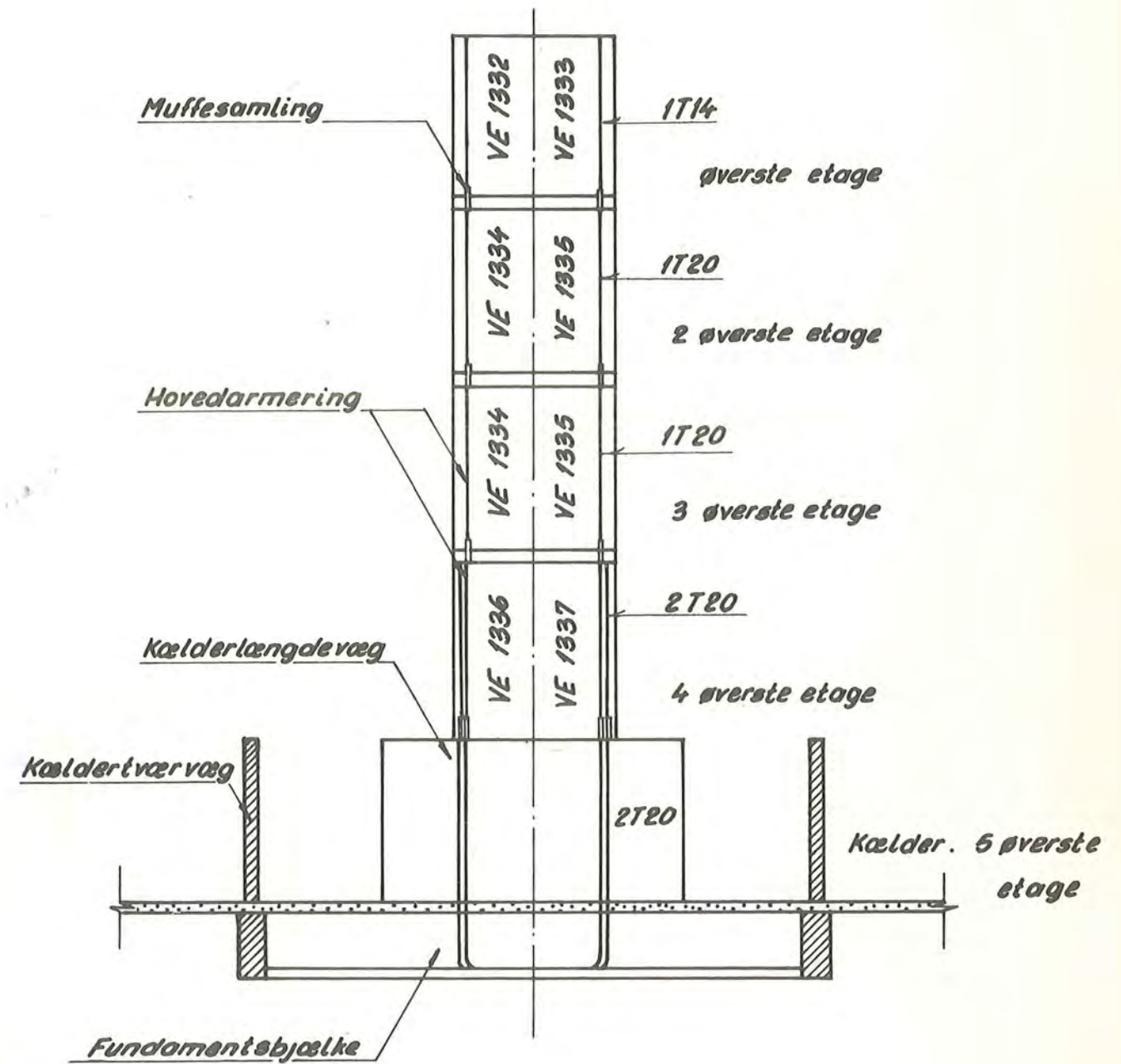
hvor $t_t = 0,8 \cdot 0,7 \cdot s_{\text{lodret}} = 0,56 \cdot s_{\text{lodret}}$

(s_{lodret} = mindste normalspænding).

Trækspændinger i uarmerede tværsnit tillades ikke. Der regnes i stedet for med revnet tværsnit og med trekantformet spændingsfigur i ligevægt med den ydre belastning, eller tværsnittet armeres.

5.5 BeregningseksempelLængdevægge

Langsgående trappevæg (bredde 255 cm) monteret af vægkomponenter $h \times l \times b = 259 \times 127 \times 18$ cm.



Længdestabiliserende trappevæg

Fig: 70-1

1:100

1. Trækarmring

Nedenfor er dimensioneret den lodrette trækarmring i de længdeafstivende vægelementer i de forskellige etager: Se fig. 7.0-1, samt kraftskema 1.4. (side 71)

11. Øverste etage: VE 1332 og VE 1333

$$h \times b = 255 \times 18, \quad F = 255 \cdot 18 = 4580 \text{ cm}^2$$

Belastningstilfælde A: side 10

$$N_2 = 3,99 \text{ t}, \quad M_2 = 6,3 \text{ tm}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = \frac{3990}{4580} \pm \frac{630000}{\frac{1}{6} \cdot 18 \cdot 255^2} = 0,9 \pm 3,2 = \begin{cases} + 4,1 \text{ kg/cm}^2 \\ - 2,3 \end{cases}$$

Belastningstilfælde B:

$$N_2 = 7,35 \text{ t}, \quad M_2 = 6,3 \cdot 1,5 = 9,45 \text{ tm}$$

$$\sigma_b = \frac{3990}{4580} \pm \frac{945000}{\frac{1}{6} \cdot 18 \cdot 255^2} = 0,9 \pm 4,9 = \begin{cases} + 5,8 \text{ kg/cm}^2 \\ - 4,0 \end{cases}$$

Trækspændinger kan ikke regnes at blive optaget i en fuge. Elementerne må derfor forsynes med trækarmring.

$$F_j = 1 \text{ T } 14 = 1,54 \text{ cm}^2, \quad h_n = 255 - 17 = 238 \text{ cm}$$

Belastningstilfælde A:

$$N_2 = 3,99 \text{ t}, \quad M_2 = 6,3 \text{ tm}$$

$$\frac{e}{h_n} = \frac{M}{N \cdot h_n} = \frac{6,3}{3,99 \cdot 2,38} = 0,66, \quad \varphi = \frac{1,54 \cdot 100}{18 \cdot 238} = 0,036\%$$

Efsens spændingskurver for rektangulært tværsnit med eksentrisk trykkraft og $F_j^c = 0$ giver:

$$\gamma = 55 \quad \mu = 0,06$$

$$\sigma_b = \frac{N \cdot e}{\mu \cdot b \cdot h_n^2} = \frac{630000}{0,06 \cdot 18 \cdot 238^2} = 10,3 \sim 11 \text{ kg/cm}^2 < 78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = \gamma \sigma_b = 11 \cdot 55 = 605 \text{ kg/cm}^2 < 2940 \text{ kg/cm}^2$$

Belastningstilfælde B:

$$N_2 = 3,99 \text{ t}, \quad M_2 = 1,5 \cdot 6,3 = 9,45 \text{ tm}$$

$$\frac{e}{h_n} = \frac{9,45}{3,99 \cdot 2,38} = 0,99, \quad \varphi = 0,036\%$$

$$\text{Efsens kurver giver: } \gamma = 75 \quad \varphi = 0,053$$

$$\sigma_b = \frac{945000}{0,053 \cdot 18 \cdot 238^2} = 17,5 \sim 18 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \cdot 78 = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = 18 \cdot 75 = 1310 \text{ kg/cm}^2 < 1,8 \cdot 2940 = 5290 \text{ kg/cm}^2$$

12. 5. øverste etage

Svarer til kældervæg i blokke med 4 etager. Kælderlængdevæggens dimensioner: 18 x 480 cm

Belastningstilfælde A:

$$N_6 = 21,4 \text{ t} \quad M_6 = 92,3 \text{ tm}$$

$$F_j = \frac{2 \cdot T \cdot 20}{2} = 6,28 \text{ cm}^2 \quad h_n = 255 - \frac{17+8}{2} + \frac{1}{2}(480 - 255) = 255 - 12,5 + 112,5 = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h_n} = \frac{92,3}{21,4 \cdot 3,55} = 1,22 \quad \varphi = \frac{6,28 \cdot 100}{18 \cdot 355} = 0,098\%$$

$$\gamma \sim 48 \quad \mu = 0,077 \quad \beta = 0,23$$

$$\sigma_b = \frac{9230000}{0,077 \cdot 18 \cdot 355^2} = 52,7 \sim 53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = 48 \cdot 52,7 = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Belastningstilfælde B:

$$N_6 = 21,4 \text{ t}, \quad M_6 = 9,23 \cdot 1,5 = 138 \text{ tm}$$

$$\frac{e}{h_n} = \frac{138}{21,4 \cdot 3,55} = 1,81 \quad \varphi = 0,098\%$$

$$\gamma \sim 59; \quad \mu = 0,076; \quad \beta = 0,20$$

$$\sigma_b = \frac{1380000}{0,076 \cdot 18 \cdot 355^2} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_j = 59 \cdot 80 = 4720 \text{ kg/cm}^2$$

2. Forskydningsarmering:

For optagelse af forskydningsspænding armeres den lodrette fuge mellem længdevægselementerne med bøjler 8 R 12 = $2 \cdot 9,05 = 18,1 \text{ cm}^2$.

t = vægtykkelse

l = rumhøjde = 2,80 m

$$\text{fås af } \tau = \frac{Q}{0,9 \cdot h_n \cdot t} \text{ og } F_j = \frac{\tau \cdot l \cdot t}{\sigma_j}$$

$$F_j = \frac{Q \cdot l}{r_j \cdot 0,9 \cdot h_n} = \frac{Q \cdot 2,80}{1365 \cdot 0,9 \cdot 2,45}$$

Etage	Elementer nr.	Q t	F _{j, nødv.} cm ²	Armering
Øverste	VE 1332-33	43,2	4,02	18,1
2. "	VE 1334-35	6,58	6,12	18,1
3. "	VE 1334-35	8,95	8,32	18,1
4. "	VE 1336-37	11,32	10,70	18,1

TVÆRVÆGGE

1. Snitkræfter i døroverliggerne hidrørende fra vind på facade.

Generelt:

Som nævnt under afsnittet om tværstabilitet, skal tværvæggene hver for sig føre de respektive vindkræfter ned i jorden, idet hele tværvæggen regnes at virke som en skive. Dette betyder, at døroverliggerne foruden den lokale lodrette last fra de pågældende overliggende dæk også skal kunne overfø-

re vindkræfterne på tværs af facaden. Døroverliggerens dimension: $h = 52 \text{ cm}$, $b = 15 \text{ cm}$.

Snitkræfter:

Vi betragter tværvæg type A i 4 etages blok.

Samlet vandret forskydningskraft i tværvæg lige over stuegulv hidrørende fra vind: (se fig. 2.2-1)

$$T = 12,2 \cdot 4,65 \cdot 96 = 5,45 \text{ t}$$

$$\tau_{\text{middel}} = \frac{5450}{15 \cdot 1080} = 0,337 \text{ kg/cm}^2$$

Dette vil afføde vertikale forskydningsspændinger, der i tværvæggens midtlinie vil andrage:

$$\tau_{\text{v}}^{\text{max}} = \frac{3}{2} \cdot \tau_{\text{middel}} = \frac{3}{2} \cdot 0,337 = 0,505 \text{ kg/cm}^2$$

Den maksimale lodrette forskydningskraft for tværvæggen i stueetagen bliver:

$$\tau_{\text{v,max}}^{\text{stue}} = 15 \cdot 280 \cdot 0,505 = 2,12 \text{ t.}$$

NB!

I tværvæg A findes 3 døråbninger pr. etage.

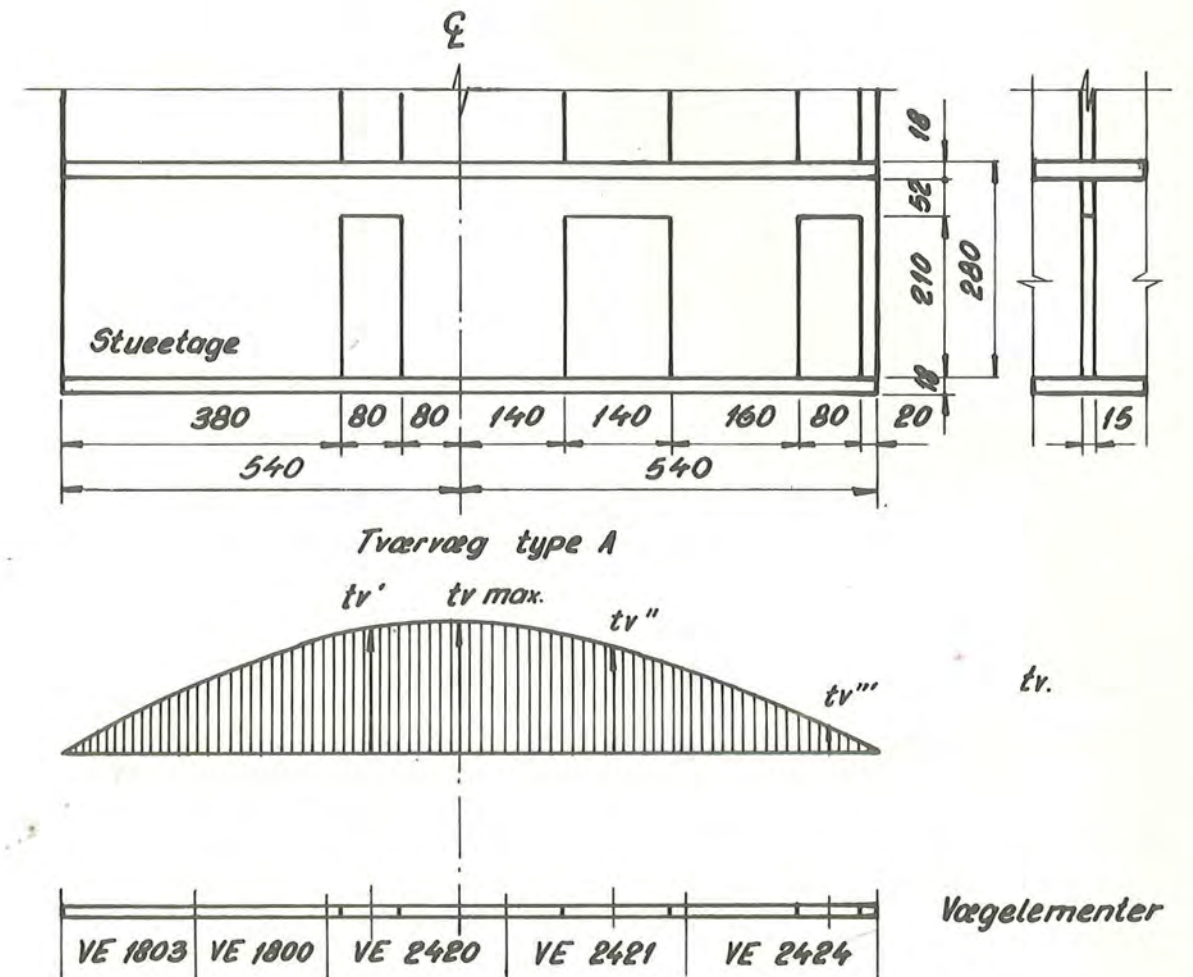


Fig: 8.1-1

1:100

Den vertikale forskydningsspænding τ_v varierer parabolisk efter udtrykket.

$$\tau_y = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{b \cdot h} \left(1 - \left(\frac{y}{\frac{1}{2}h}\right)^2\right) = \frac{3}{2} \tau_{\text{middel}} \left(1 - \left(\frac{y}{\frac{1}{2}h}\right)^2\right)$$

hvor $T = 5,45$, $b \times h = 15 \times 1080$ cm og y snitafstanden fra tværvægsmidte.

Dette giver for:

Døroverligger i vægelement VE 2420:

(dørbredde 80 cm)

$$\tau'_V = \frac{3}{2} \cdot 0,337 \cdot \left(1 - \left(\frac{1,20}{5,40}\right)^2\right) = 0,505 \cdot (1 - 0,049) = 0,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_V^{\text{stue}} = 15 \cdot 280 \cdot 0,48 = 2010 \text{ kg.}$$

hvilket i døroverliggerne (b x h = 15 x 52 cm) giver en forskydning

$$\tau = \frac{2010}{15 \cdot 52} = \underline{2,6 \text{ kg/cm}^2}$$

og et moment på

$M = 2,01 \cdot 0,80 = \underline{1,61 \text{ tm}}$ idet døroverliggerne må regnes indspændt i den ene side (ved den brede ende af elementet) og simpelt understøttet ved "dørsøjlen".

Døroverligger i vægelement VE 2421 (dørbredde = 140 cm)

$$\tau''_V = 0,505 \cdot \left(1 - \left(\frac{2,10}{5,40}\right)^2\right) = 0,505 (1 - 0,15) = 0,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_V = 15 \cdot 280 \cdot 0,43 = 1810 \text{ kg (på den sikre side da } \tau''_V \text{ aftager opefter)}$$

forskydning i døroverligger:

$$\tau = \frac{1810}{15 \cdot 52} = \underline{2,3 \text{ kg/cm}^2}$$

moment i døroverligger: (samme bemærkninger som for VE 2420)

$$M = 1,81 \cdot 1,40 = 2,53 \text{ tm}$$

Døroverligger i vægelement VE 2420 (dørbredde 80 cm til altan)

$$\tau''_V = 0,505 \cdot \left(1 - \left(\frac{4,80}{5,40}\right)^2\right) = 0,505 (1 - 0,79) = 0,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_V = 15 \cdot 280 \cdot 0,11 = 460 \text{ kg}$$

forskydning i døroverligger:

$$\tau = \frac{460}{15 \cdot 52} = 0,60 \text{ kg/cm}^2$$

moment i døroverligger:

$$M = 0,46 \cdot 0,80 = 0,37 \text{ tm}$$

2. Spændingsundersøgelse i døroverligger i tværvægselementer

De ovenfor nævnte forskydningskræfter og momenter i døroverliggerne optræder kun i døroverliggerne i stueetagen. Snitkræfterne vil aftage op gennem etagerne, men samtlige vægelementer med døre udføres ens.

VE 2420: Dørbredde 0,80 m

Dørbjælke: $l \times h \times t = 80 \times 52 \times 15 \text{ cm}$

Dobbeltarmeres med 2 T 10. Bøjler R 7, a = 20

$$h_n = 50 \text{ cm}$$

Belastning:

$$\text{Fuldt belastede dæk } 650 \cdot \frac{4,80 + 4,80}{2} = 3120 \text{ kg/m}$$

$$\text{Egenvægt } 0,15 \cdot 0,52 \cdot 2400 = \frac{190}{3310 \text{ kg/m}}$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 3310 \cdot 1,0^2 = 415 \text{ kgm}$$

I ekstraordinært belastningstilfælde skal endvidere optages det af vindkraften forårsagede moment. For stueetagen fås fra afsnit 8.1 : $M = 1,61 \text{ tm}$

$$\Sigma M = 1610 + 415 = 2025 \text{ kgm}$$

$$\varphi = 0,210 \quad \varphi_g/\varphi_h = 0,195/1,90$$

$$\sigma_j = 2770 < 2940 \cdot 1,25 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 2,6 + \frac{3310 \cdot 1,00}{0,9 \cdot 50 \cdot 15 \cdot 2} = 2,6 + 2,5 = 5,1 < 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

Max. betontrykspænding og max. tryk på jord

Kældertværvægge:

Tværvæg (15 cm) Type	a m	3 etager			4 etager		
		belastn. p. funda- ment t/m	σ_b , max 15 cm væg kg/cm ²	tryk på jord 40 cm fund. t/m ²	belastn. p. funda- ment t/m	σ_b , max 15 cm væg kg/cm ²	tryk på jord 40 cm fund. t/m ²
A	4,65	14,17	9,5	39,7	17,64	11,7	47,9
B	4,50	13,84	9,3	38,9	17,24	11,5	47,4
C	4,20	13,06	8,7	37,0	16,41	11,0	43,3
D	4,05	12,83	8,6	36,4	15,99	10,7	44,3
E	3,90	12,48	8,3	35,5	15,57	10,4	43,2
F	3,75	12,15	8,1	34,7	15,15	10,1	42,1
G	3,60	11,82	7,9	33,9	14,73	9,8	41,2
H	3,50	11,82	7,9	33,9	14,73	9,8	41,2
I	3,15	10,84	7,3	31,4	13,51	9,0	38,1
K	2,85	10,17	6,8	29,7	12,68	8,5	36,0
L	2,40	9,13	6,1	27,1	11,38	7,6	32,8

Kældergavlvægge: (t = 25 cm)

Type	m	t/m	kg/cm ²	t/m ²	t/m	kg/cm ²	t/m ²
M	2,40	10,96	4,4	30,1	13,62	5,5	36,8
N	2,25	10,62	4,3	29,4	13,20	5,3	35,7
O	1,95	9,95	4,0	27,6	12,36	5,0	33,6

I kolonnerne for "tryk på jord" er adderet 4,3 t/m² fra vægten af tværvæggsfundament og kælderfacademure (der hviler på tværvæggsfundamentet), idet: 40 x 40 cm fundament:
 $0,4 \cdot 0,40 \cdot 10,8 \cdot 2,4 = 4,2 \text{ t}$

2 stk. kælderfacademure:

$$2 \cdot 0,25 \cdot 4,65 \cdot 2,62 \cdot 2,4 = \underline{14,6 \text{ t}}$$

$$18,8 \text{ t}$$

der fordelt over tværvæggsfundamentet giver

$$\text{tryk på jord: } \frac{18,8}{0,4 \cdot 10,8} = \underline{4,3 \text{ t/m}^2}.$$

6. FACADER OG GAVLE

6.1 Terminologi

6.2 Generelt

6.3 Beregningsforudsætninger

6.4 Ophængning af forstøbning

6.5 Beregningseksempel.

6. FACADER OG GAVLE

6.1 Terminologi

Facader og gavle hører naturligt ind under afsnittet om vægge, og de der beskrevne forhold er således gældende.

Afhængig af komponenternes statiske funktion benævnes bygningsdelen (facaden eller gavlen) som følger:

Ikke-bærende facade: Facade, der i lodret plan alene påvirkes af egenvægt. Betegnes også: Ophængt facade.

Selvbærende facade : Facade, der i lodret plan alene påvirkes af egenvægt samt af egenvægt fra overliggende facade.

Bærende facade . : Facade, der i skivens plan udover egenvægt samt egenvægt fra overliggende facade er belastet af etageadskillelser el. lign.

Afstivende facade : Facade, der deltager i en bygnings stabiliserende system mod vandrette kræfter.

Afhængigt af materialevalget benævnes bygningsdelen (facaden eller gavlen) som følger:

Let facade : Facade opbygget som en skeletkonstruktion. De statiske virksomme dele er normalt træ eller stål.

Tung facade : Facade opbygget som en homogen konstruktion eller som en sandwich-konstruktion (to eller flere homogene lag). Materialet er normalt beton eller tegl.

6.2 Generelt

Lette facader i form af træskeletkomponenter er almindeligt anvendte i det danske boligbyggeri med bærende tværvægge. Komponenter kan være rumstore eller kun etagehøje. Ved mange byggerier anvendes dog også $\frac{1}{2}$ -etagehøje komponenter, der spænder imellem en betonbrystning og dæk. Komponenterne er ved etagebyggeri altid ikke-bærende.

Tunge facader i form af beton-sandwichkomponenter anvendes hyppigt i selvbærende eller bærende udgave ved lavt industribyggeri. Også i boligbyggeriet anvendes sådanne komponenter ofte, som regel i rumstore, ikke-bærende udgave. Ved lavt boligbyggeri anvendes dog en del selvbærende facader, idet disse har visse fordele gennem en enklere fremstillings- og montageproces. En almindelig komponenttype er brystningen, en $\frac{1}{2}$ -etagehøj op-hængt beton-sandwichkomponent, der spænder fra tværvæg til tværvæg.

Gavle udføres næsten altid som etagehøje, bærende beton-sandwichkomponenter. Ved en del byggerier er gavlen dog opbygget som en normal tværvæg, der skalmures efter montage. Denne gavltype er dog stærkt på retur på grund af en række vanskeligheder (råhus ikke vandtæt, generende langsommelig arbejdsproces på et ubejlejligt tidspunkt).

I de østeuropæiske lande samt i U.K. udføres facade- og gavlkomponenter ofte som massive letbetonkomponenter i såvel bærende som ikke-bærende udgaver.

6.3 Beregningsforudsætninger

Lette træskeletkomponenter er udover egenvægt normalt kun påvirkede af vind. Komponenterne spænder mellem dækkene, hvortil kræfterne som regel føres gennem beslag. Arrangement og beregning volder sjældent vanskeligheder.

Beton-sandwichkomponenter opdeles som nedenfor angivet:

Ikke-bærende komponenter

- a. Statisk virksom bagstøbning
- b. - - forstøbning

Selvbærende komponenter

- a. Statisk virksom bagstøbning
- b. - - forstøbning

Bærende komponenter

- a. Statisk virksom bagstøbning
- b. - - forstøbning

Der anvendes i dag næsten udelukkende beton-sandwich-facader med statisk virksom bagstøbning, d. v. s. den indvendige skive. Komponenterne er opbygget som følger: 5-7 cm tyk armeret forstøbning, 5-10 cm isolering og 8-15 cm tyk armeret eller uarmeret bagstøbning. Ved statisk virksom forstøbning opstår ganske vanskelige problemer p. g. a. den udvendige skives temperaturbevægelser.

Ikke-bærende komponenter (ophængte)

En meget benyttet facadeløsning er at ophænge rumstore sandwichkomponenter på tværvæggene ved knaster fra facadekomponenternes bagstøbning. Facadekomponenterne forbindes fornedet ved et beslag til dækskiven. Som eksempel er i figur 6.3B vist snit i en vandret og en lodret facadefuge. På grund af de små lejeflader bør disse vises den største omhu, f. eks. ved at sammensvejse armeringen til vederlagsplader, der kan anbringes i formen med stor nøjagtighed og senere kontrolleres.

Selvbærende komponenter

Forhold omtrent som ved bærende facade. Der må dog udføres særlige arrangementer for at sikre facadens stabilitet overfor vandrette kræfter. Normalt fastholdes bagstøbningerne, der jo i lodret retning støtter på hinanden, ved beslag til dækskiven, eventuelt i forbindelse med komponenternes montagebolte.

Tjekkoslovakiske forskrifter angiver, at forankringen skal dimensioneres for en trækraft

$$S = \frac{M}{h} + 0,01 \cdot N$$

hvor M = momentet i ydervæggen

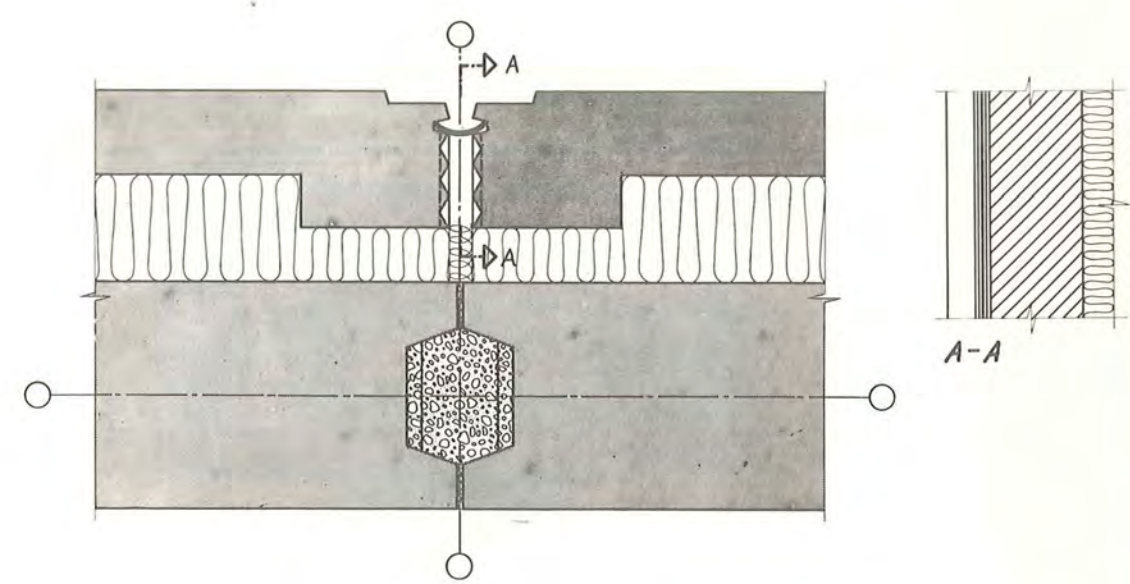
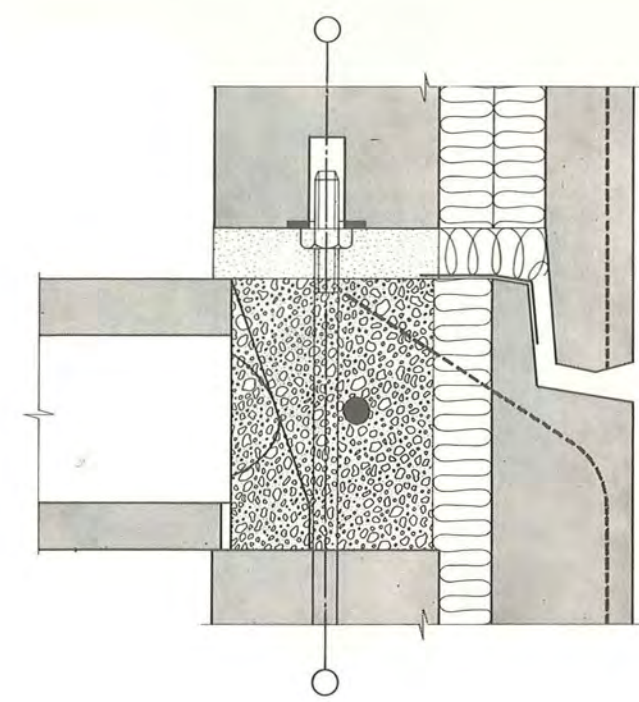
h = etagehøjden

og N = normalkraften i facadekomponenten

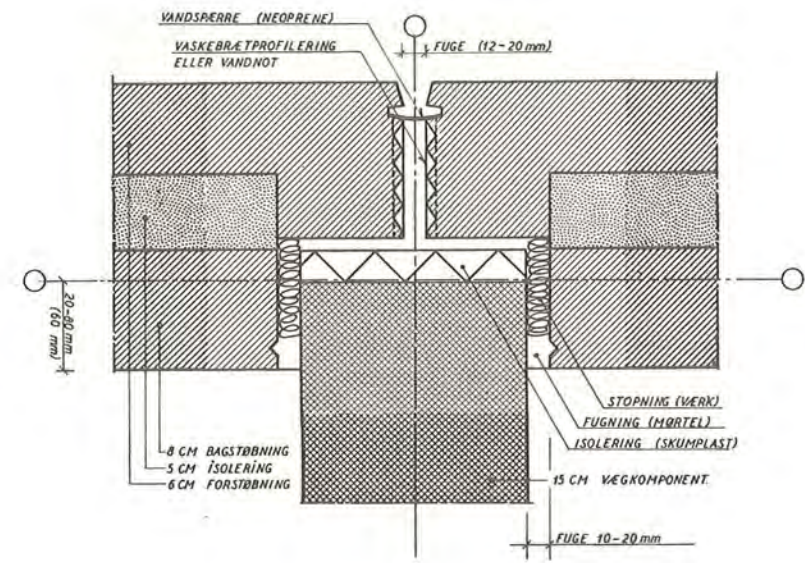
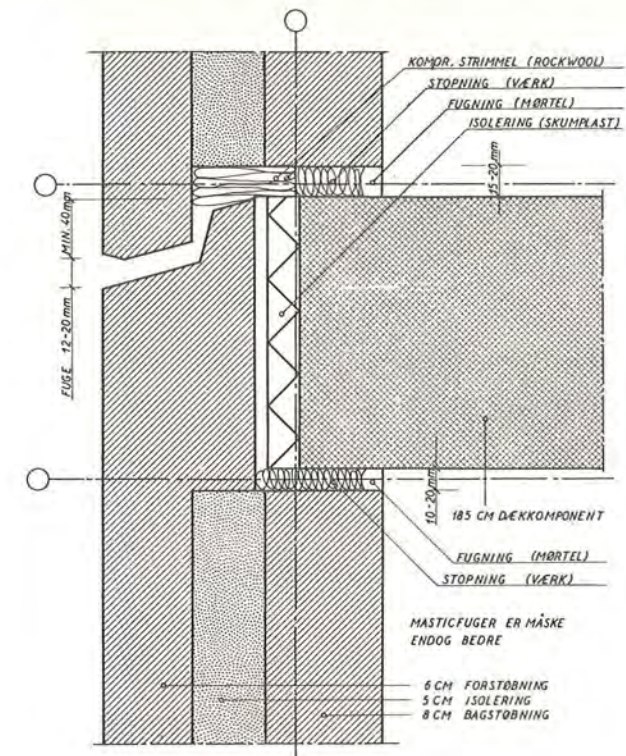
(gælder også bærende vægge).

Bærende komponenter

Forholdene adskiller sig ikke væsentligt fra indvendige bærende vægge. Der må dog tages nøje hensyn til, at samtlige komponenter især ved gavlhjørner er fast forbundet med det bærende system iøvrigt. Som eksempel er i figur 6.3A vist snit i en vandret og en lodret facadefuge.



Bærende facade (gavl).
Snit i vandret og lodret fuger
Figur 6. 3A



Ikke-bærende facade.
 Snit i vandret og lodret fuge
 Figur 6.3B

6.4 Ophængning af forstøbning

Fra forstøbningen føres de vandrette påvirkninger som regel til den bærende bagstøbning gennem strittere.

Den lodrette påvirkning fra forstøbningens egenvægt kan føres til en bærende bagstøbning på flere forskellige måder, som skitseret på figur 6.4A. (F angiver forstøbning, B bagstøbning).

Type A.: For- og bagstøbning sammenstøbte langs kanterne. Dette er en meget uheldig løsning p. g. a. de manglende bevægelsesmuligheder for den temperaturudsatte forstøbning. Der er endvidere meget store kuldebroer.

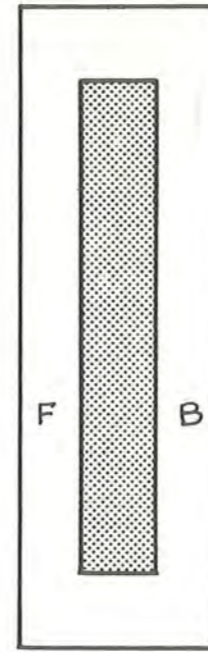
Type B.: For- og bagstøbning sammenstøbt på et mindre område. Uheldig p. g. a. kuldebroen. Kan måske anvendes ved erhvervsbyggeri hvor der stilles ringe krav til varmeisolering.

Type C.: For- og bagstøbning forsynet med udragende knaster på midten. Forstøbningen "ophænges" på bagstøbningen med et neoprenemellelæg og fastholdes desuden med strittere. En i provinsen ret anvendt løsning, der synes noget kompliceret.

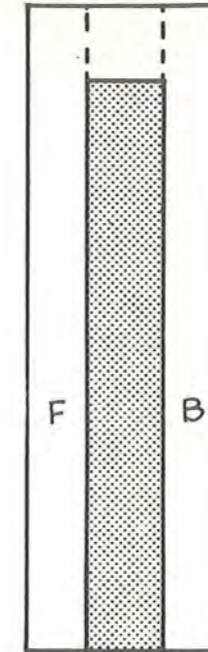
Type D.: Forstøbningen ophængt i een (eller flere tætsiddende) i bagstøbningen indstøbt "triangel" plus et antal strittere. Udmærket produktionsvenlig løsning, der dog ikke egner sig til større komponenter, idet forstøbningen kan dreje sig i sin egen plan om ophængningspunktet.

Type E.: Forstøbningen ophængt i to (eller flere) "penduler" d. v. s. rustfrit stål med så lang fri længde, at forstøbningens temperaturbevægelser kan foregå uden at spændinger i stålet overstiger den tilladelige. Udmærket løsning også for store komponenter. Der indlægges ofte en letbetonsten til at optage trykkræfterne.

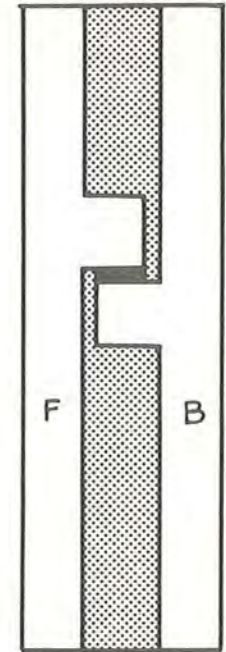
Type F.: Forstøbningen og bagstøbningen samvirker gennem et "lyn", sammensvejst rustfrit stål i gitterform. Meget anvendt i Sverige. Over for vindpåvirkninger o. l. giver dette en udmærket stabilitet, men det kan synes at være



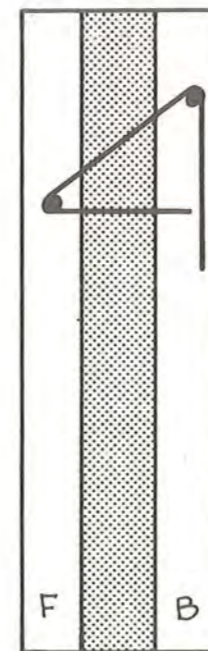
TYPE A



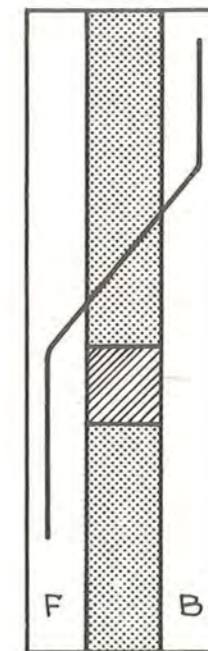
TYPE B



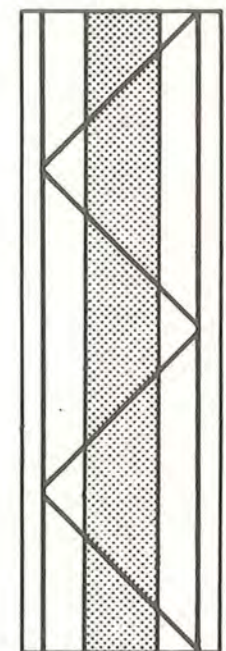
TYPE C



TYPE D



TYPE E



TYPE F

OPHÆNGNINGSPRINCIPPER AF FORSTØBNING.

Figur 6.4A

meget uheldigt at sammenlåse de to betonskiver p. g. a. temperaturpåvirkningerne på forstøbningen.

6.5 Beregningseksempel

Gavl: 5,5 cm forstøbning, 7 cm isolering, 15 cm bagstøbning.

Bagstøbningen regnes som en bærende, uarmeret tværvæg svarende til normale tværvægge hvad angår trykstyrke, forskydning og tværstabilitet.

I dette afsnit behandles derfor kun de i gavlene forekommende ekstrapåvirkninger i form af vindbelastning og ekcentrisk op-hængning af forstøbning, medens der for resten af tværvæggens påvirkninger henvises til afsnittet om tværvægge. Vindbelastningen overføres fra forstøbningen til den uarmerede bagstøbning via galvaniserede bindere.

Enhedsbelastninger pr. lb m. gavl

Tag:	$\frac{1}{2} \cdot 4,80 \cdot 100$	= 240 kg/m
Øverste dæk:	$\frac{1}{2} \cdot 4,80 \cdot (150 + 325)$	= 1140 kg/m
Øvrige dæk:	$\frac{1}{2} \cdot 4,80 \cdot (150 + 475)$	= 1500 kg/m
1 m gavl:	$\sim 0,22 \cdot 2400$	= 530 kg/m
1 m forstøbning:	$\sim 0,06 \cdot 2400$	= 140 kg/m

Momenter i gavl mellem 2 dæk

+ betyder tryk i ydersiden

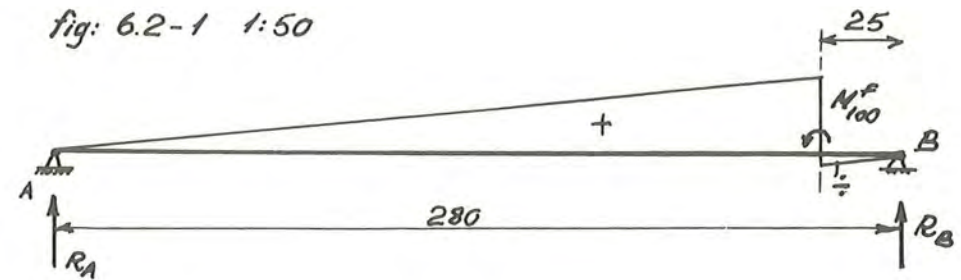
- betyder træk i ydersiden

$$\text{Sug } 64 \text{ kg/m}^2 \quad M_{100}^S \cong - \frac{1}{12} \cdot 64 \cdot 2,80^2 = - 4200 \text{ kgcm}$$

$$\text{Alm. vind } 80 \text{ kg/m}^2 \quad M_{100}^V \cong + \frac{1}{12} \cdot 80 \cdot 2,80^2 = + 5400 \text{ kgcm}$$

Forstøbning:

fig: 6.2-1 1:50



$$M_{100}^F \text{ svarer til } \frac{500 \cdot 13}{1,2} = 5400 \text{ kgcm}$$

$$R_A = - R_B = \frac{5400}{280} = 19,3 \text{ kg}$$

$$M_{100, \text{ midte}}^F = 120 \cdot 19,3 = + 2300 \text{ kgcm}$$

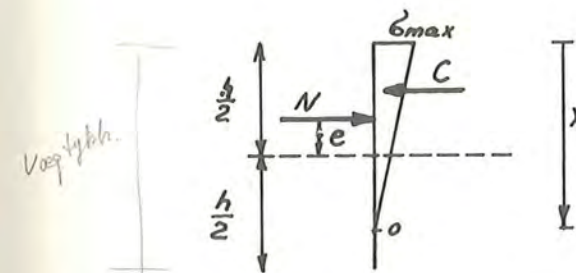
$$M_{100, \text{ max.}}^F = 19,3 \cdot 255 = + 4900 \text{ kgcm}$$

Spændinger.WE 1200 øverste etage

$$N_{100} = 240 + 1140 + \frac{1}{2} \cdot 2,80 \cdot 530 = 2120 \text{ kg}$$

$$M_{100} = 2300 + 5400 = + 7700 \text{ kgcm}$$

$$\text{Tværsnittet revner } e = \frac{M}{N} = \frac{7700}{2120} = 3,53 \text{ cm}$$



$$C = N$$

$$\text{Moment om O} \quad N \cdot (X - \frac{h}{2} + e) = \frac{2}{3} \cdot X \cdot C = \frac{2}{3} X N$$

$$\cdot \quad \frac{X}{3} = \frac{h}{2} - e = 7,50 - 3,63 = 3,87$$

$$X = 11,61 \text{ cm}$$

$$N = 2120 = C = \frac{1}{2} \sigma_{\max} \cdot X \cdot 100$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2120 \cdot 2}{100 \cdot 11,6} = 3,65 \text{ kg/cm}^2$$

WE 1200 nederste etage

$$N_{100} = 240 + 1140 + 3 \cdot 1500 + 3,5 \cdot 2,8 \cdot 530 = 11080 \text{ kg}$$

$$M_{100} = 7700 \text{ kgcm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b^t \\ \sigma_b \end{array} \right\} = \frac{11080}{15 \cdot 100} \mp \frac{7000}{\frac{1}{6} \cdot 100 \cdot 15^2} = 7,37 \mp 2,05 = \begin{cases} + 5,32 \text{ kg/cm}^2 \\ + 9,42 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$|\sigma_b^t| = 5,32 > \frac{1}{5} \cdot \sigma_b = 1,88 \text{ kg/cm}^2$$

Centralt belastet

$$r_o = \frac{1}{6} \sigma_T = \frac{1}{6} \cdot 240 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Da } 12 b \cong 1 \cong 35 b \quad 180 \text{ cm} \cong 280 \cong 525 \text{ cm}$$

$$r_o \text{ till} = 40 \cdot \left(\frac{12 \cdot 15}{280}\right)^2 = 16,5 > 9,42 \text{ kg/cm}^2$$

Forankringer

Forstøbning - bagstøbning

36 stk. \varnothing 3 mm galvaniserede bindere (dobbelte)

$$\text{Jernareal } 36 \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,3^2 = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sug } 64 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Samlet sugkraft: } 64 \cdot 2,8 \cdot 1,2 = 215 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{træk, binder}} = \frac{215}{5,08} = 42 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2$$

Vindtryk 80 kg/m^2

Samlet trykkraft: $80 \cdot 2,8 \cdot 1,2 = 270 \text{ kg}$

tryk pr. tråd $\frac{270}{2 \cdot 36} = 3,75 \text{ kg}$

Søjlelængde $7,0 \text{ cm}$

$$F_o = \frac{3,75}{0,8 \cdot 1300} = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$F = 0,3^2 = 9 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{nytt.}} = \frac{\pi}{64} \cdot 0,3^4 = 3,98 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^4$$

$$\zeta = \frac{F^2}{I} = \frac{81}{3,98} = 20,3$$

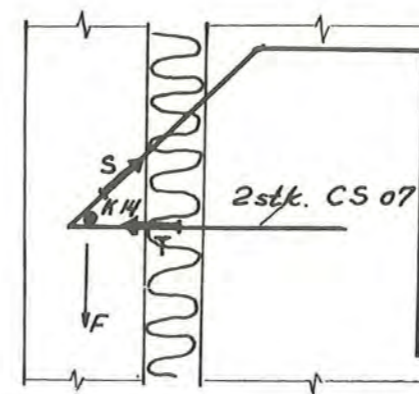
$$\kappa \zeta l^2 = \frac{1}{3} \cdot 20,3 \cdot 0,07^2 = 3,31 \cdot 10^{-2} > F_o$$

Eulerformlen

$$I_{\text{nødv.}} = \frac{2,85}{2,7} \cdot 3,75 \cdot 10^{-3} \cdot 0,07^2 = 2,4 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^4 > I$$

Forstøbningen er ophængt i 2 stk. $\varnothing 7 \text{ mm}$ bøjler af en kobber-silicium legering.

Denne legeringsstyrkeegenskaber kan ækvivaleres med blødt ståls ($\sigma_B = 3700 \text{ kg/cm}^2$) men legeringen er korrosionsbestandig.



Vægt af forstøbning.

$$1,2 \cdot 2,8 \cdot 140 = 470 \text{ kg.}$$

Træk i skråjern

$$S = \frac{1}{2} \cdot 470 \cdot \sqrt{2} = 333 \text{ kg}$$

Tryk i vandret jern

$$T = \frac{1}{2} \cdot 470 = 235 \text{ kg.}$$

fig: 6.2-3 1:5

$$\text{træk: } \sigma = \frac{333}{0,38} = 880 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tryk: } S = 235 \text{ kg} \quad F_o = \frac{235}{0,8 \cdot 1300} = 0,226 \text{ cm}^2$$

$$F_{\text{nytt.}} = 0,38 \text{ cm}^2 \quad l = 4,0 \text{ cm}$$

$$I_{\text{nytt.}} = \frac{\pi}{64} \cdot 0,7^4 = 0,0118 \text{ cm}^4$$

$$\zeta = \frac{0,38^2}{0,0118} = 12,2$$

$$\kappa \zeta l^2 = \frac{1}{3} \cdot 12,2 \cdot 0,04^2 = 0,0065 < F_o = 0,226$$

$$F_{\text{nød.}} = 0,226 + 0,0065 = 0,233 \text{ cm}^2 < F_{\text{nytt.}}$$

7. FUGER

- 7.1 Generelt
- 7.2 Funktionskrav
- 7.3 Kraftoverførende fuger
- 7.4 Facadefuger
- 7.5 Andre fuger

7. FUGER

7.1 Generelt

Sammenbygningen af de enkelte komponenter er af den største betydning for bygningens funktion og for byggeriets økonomi. Der må derfor ved projekteringen ofres megen omhu på udformningen af samlingsdetaljerne.

Dette afsnit behandler kun en del af problemerne ved komponentbyggeriets fuger. Der henvises til B.07 og B.09.

De vigtigste fuger opdeles normalt i kraftoverførende fuger (fuger, hvor der skal overføres tryk, træk eller forskydningskræfter) og facadefuger (fuger med hovedfunktionen at hindre vind- og vandgennemgang).

7.2 Funktionskrav

For at kunne udforme en fuge må man først og fremmest gøre sig klart, hvilke funktioner fugen skal opfylde. Disse funktionskrav kan bestemmes ud fra kendskabet til funktionskravene til de omgivende bygningsdele samt til de relevante påvirkninger. I fig. 7.2A er angivet eksempler på en funktionskravliste for typiske fuger i betonkomponentbyggeriet.

De krav der kan stilles til en aktuel fuge kan opdeles i 4 hovedgrupper, hvoraf de 2 først nævnte udgør de primære krav.

1. Sikkerhedskrav.

Den nødvendige kraftoverførsel må kunne foregå gennem fugen. Kræfterne kan være a) normalkræfter vinkelret på fugens længderetning (træk og tryk) b) forskydningskræfter (såvel parallel med fugens længderetning som vinkelret herpå), c) momentpåvirkninger (kan erstattes af a og b).

Kraftoverførslen skal kunne foregå under ugunstige omstændigheder (brand), og skal kunne foregå i en længere periode (korrosion, slitage).

2. Komfort-krav.

Fugen udgør sammen med komponenter en bygningsdel, som

FUNKTIONSKRAVLISTE TIL FUGER.

1. Sikkerheds-krav

- 1.1 Overførsel af trykkræfter
- 1.2 Overførsel af trækkræfter
- 1.3 Overførsel af forskydningskræfter
- 1.4 Sikkerhed under (kortvarig) brand
- 1.5 Kendt korrosionsforløb
- 1.6 Kendt slitage

2. Komfort-krav

- 2.1 Krav til vindtæthed
- 2.2 Krav til vandtæthed (damp, fugt)
- 2.3 Krav til lydtæthed
- 2.4 Krav til varmeisolering

3. Teknologiske og byggetekniske krav

- 3.1 Krav p.g.a. svindforhold
- 3.2 Krav p.g.a. krybning
- 3.3 Krav p.g.a. bevægelser iøvrigt
- 3.4 Krav til komponentgeometri
- 3.5 Krav til montagemuligheder
- 3.6 Krav til fugeudførelsen
- 3.7 Krav om udligningsmuligheder

4. Andre krav

- 4.1 Krav til udseende
- 4.2 Krav til økonomi
- 4.3 Efterreparation
- 4.4 Vedligeholdelse
- 4.5 Fremføring af installationer

skal tilgodese visse krav om komfort (temperatur, lufthastighed, relativ fugtighed, lydniveau m. v.). Fugen må derfor, afhængigt af komponenternes egenskaber og påvirkningernes størrelse, opfylde krav, der sikrer, at den samlede bygningsdel opfylder den ønskede funktion.

3. Teknologiske og byggetekniske krav.

Uanset komponenternes og fugematerialernes teknologiske egenskaber skal de nævnte primære krav opfyldes af fugen, som der således stilles særlige krav til, f. eks. p. g. a. svind, krybning, bevægelser o. l.

Ligeledes stilles der visse byggetekniske krav til fugen; de begrænsede komponenters geometri skal være producerbare, komponenterne skal kunne monteres, fugning skal kunne foregå, der skal være udligningsmuligheder for komponenterne o. l.

4. Andre krav.

Endvidere kan der stilles krav om udseende, økonomi, efterreparation, vedligeholdelse, fremføring af installationer m. v. .

7.3 Kraftoverførende fuger

7.31 Tryk vinkelret på fugen

Langt de fleste kraftoverførende samlinger skal kunne overføre tryk. Dette gælder såvel dæk-dæk og væg-væg fugerne som etagekrydset. Kraftoverførslen ved fuger uden bevægelse af nabokomponenter kan foregå gennem en knasfuge eller gennem en udstøbning med beton. Kraftoverførslen mellem nabokomponenter med (lille) relativ bevægelse kan foregå gennem elastisk fugemateriale eller gennem bealag.

a. Fuger uden bevægelse. Knasfuger.

Ikke-forspændte dækkomponenter aflægges som regel direkte på sit vederlag (knas) med beton mod beton, se figur 7.3A. Efter dansk praksis udføres dækkomponenter som regel med bæreknastrer pr. 15 cm, se B.07. Understøtningsforholdene er p. g. a. udførelsesunøjagtighederne ret dårligt definerede. Eksempelvis kan man risikere, at et

dækkomponent p. g. a. vederlagets krumning kun er understøttet på 1 eller 2 knaster og man kan forestille sig, at dette ved "lynlåseffekt" (successiv brud af de enkelte knaster) vil føre til kollaps, idet dækkenes tværstivhed er relativ stor.

Der har været udført belastningsforsøg med 120 cm brede dækkomponenter med 8 knaster. Ved forsøget blev anvendt et V-formet vederlag med en pilhøjde på 5 mm. Med voksende belastning blev de ikke-understøttede 6 midterste knaster gradvis trykket ned mod vederlaget. Der blev prøvet 18 cm dæk med K 08, K 10 og K 12. For alle tre armeringer skete det endelige brud for ca. 11000 kp, hvilket svarer til 1400 kp pr. knast, altså ca. 50% af brudlasten for en enkelt knast. For et dækkomponent med reaktionen $V = 2400$ kp er vederlagets sikkerhed mod brud således 4, 6.

Ved større påvirkninger bør knasfuger kun anvendes, hvis vederlagets styrke effektivt kan sikres. F. eks. anvendes ved bjælkevederlag for små spænd ofte knasfuge stål mod stål udført ved i bjælkeenden og f. eks. søjletoppen at indstøbe stålplader.

Knasfuger har endvidere den ulempe, at nødvendig udligning p. g. a. unøjagtigheder vanskeligt kan foretages.

b. Fuger uden bevægelse. Udstøbte fuger.

Ved større påvirkninger kan en effektiv medvirken af alle knaster sikres ved at dækkomponenten oplodses (helst min. 15 mm), således at man ved udstøbning og vibrering af fugen kan sikre sig understøbning af knasterne. Herved kompliceres dog meget det forhold at gøre fugen selvfor-skallende.

I det danske etagekryds anvendes dels en udstøbning i fugen mellem dækkomponenterne, dels en understøbning under den overliggende vægkomponent. Se figur 7. 3A.

Vægkomponenten opstilles på indnivellerede montagebolte, der sikrer placeringen vandret og lodret, hvorefter der understoppes undtagen omkring boltene. Efter hærkning af understopningen løsnes møtrikkerne, og den resterende del understoppes. Herved tilsikres at lasten overføres som en linielast og ikke som en punktlast gennem montagebolten. Det skal dog anføres, at adskillige højere bygninger er udført uden at montageboltene møtrikker er løsne- de. Teorien bagved er, at boltene flyder så meget ved be- lastning, at linielasten alligevel fremkommer.

I det danske etagekryds sikrer det store areal mellem dækkomponenternes knaster, at det effektive trykoverførsels- areal er tilstrækkeligt stort til at kunne overføre lasten fra en maksimalt belastet væg, hvis bæreevne jo er reduce- ret en del p. g. a. søjlevirkningen. Tværsnitreduktionen i fugen bevirker dog, at der opstår trækspændinger i væg- komponenterne over og under fugen. Overstiger disse træk- spændinger de tilladelige, kan det blive nødvendigt at tvær- armere væggen.

Tværsnitreduktionen opstår ved at dækkomponenterne går et stykke ind over væggene. Overlapningen er nominelt ved det danske etagekryds 1 cm, i værste montagetilfælde 2 cm. Er vægtykkelsen d , er belastningsbredden $a = d - 4$. Som følge heraf er der trækspændinger s_t , som kan bereg- nes af $s_t = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{a}{d}\right) \cdot s_c$, hvor s_c er den jævnt fordelte trykspænding i væggen.

Formlen, som giver lidt for store værdier af s_t , er base- ret på Guyon's og Iyengar's undersøgelser over strimmel- belastninger.

Indsættes $a = d - 4$, hvor a og d er i cm, findes:

$$s_t = \frac{2}{d} \cdot s_c$$

Ved en 15 cm væg svarer dette til, at trækspændingernes nominelle størrelse er ca. 13% af de lodrette trykspændin- ger.

c. Fuger med bevægelse.

Hvis der i en fuge, hvor der skal overføres tryk men ikke forskydning, er bevægelse mellem nabokomponenter, kan trykket ved små bevægelser bedst overføres gennem et elastisk mellemlæg eller gennem et (elastisk) beslag.

Bevægelse optræder f. eks. ved altanplader, ved altanbrystninger, ved forspændte dæk (krybning), ved lange bjælker (svind), o. s. v., og er således et i husbygning ofte forekommende problem.

Hvis der alene optræder tryk, vil det som regel være en enkel løsning at indlægge et elastisk leje f. eks. i form af et neoprenestykke evt. et armeret neopreneleje. De nærmere beregningsregler herfor findes angivet i f. eks. "Design of Neoprene bridge bearing pads".

Hvis der periodevis kan optræde træk, vil et elastisk mellemlæg ikke være anvendelig. Man kan her f. eks. forestille sig en brystning ophængt foroven på knaster og som skal fastholdes forneden mod vindsug og vindtryk. Fastholdelsen her kan foregå med et beslag med et tværsnit som kan optage dels træk- og trykkræfterne dels temperaturbevægelserne inden for det elastiske spændingsområde.

Eventuelt kan løsningerne med elastisk mellemlæg og beslag kombineres f. eks. som vist på figur 7.3B. Her skal optages træk eller tryk samtidig med bevægelse af brystningen vandret og lodret.

7.32 Træk vinkelret på fugen

I betonkomponentbyggeriet søges træksamlinger som regel undgået, idet det her er nødvendigt at etablere fordyrende anordninger i forhold til den simple tryksamling. Men træksamlinger er naturligvis nødvendige og kan klares på forskellige måder:

a. Armering i normale fuger.

Træk vinkelret på en fuge kan i langt de fleste tilfælde

Træk vinkelret på en fuges hængsel
langt de fleste vil foretrække

optages ved at indlægge armeringsjern i en tilstødende fuger, som naturligvis skal være vinkelret på den aktuelle fuger.

Som typiske eksempler kan nævnes:

1. Træk vinkelret på dæk-dæk fugen som følge af dækkets skivevirkning optages af armeringsjern, der nedlægges i etagekryds-fugen.
2. Træk vinkelret på væg-væg fugen som følge af væggen skivevirkning optages af armeringsjern, der nedlægges i etagekryds-fugen.
3. Vandret træk vinkelret på etagekrydsfugen som følge af dækkets skivevirkning (høj bjælke) optages af armeringsjern, der nedlægges i dækfugerne.

Ved ilægning af armeringsjern i fuger må man være opmærksom på, at jernene kan få en tilstrækkelig omstøbning. Normale dækkomponenter er derfor forsynet med afstandsknaster, se figur 7.3B.

Lodret træk vinkelret på etagekrydsfugen optræder som regel kun ved de længdeafstivende vægge, hvis samlede længde af produktionsmæssige årsager søges minimeret. Det vil derfor ikke være økonomisk at søge trækkræfterne optaget i en vægfuge, idet nyttehøjden vil blive forringet i forhold til en trækforbindelse nærmere væggen ende.

b. Armering i udsparinger.

Længdeafstivende vægge med træk vinkelret på etagekrydsfugen kan stabiliseres bl. a. ved at udspare lodrette gennemgående åbninger, f. eks. ved en ductubeudsparing omgivet af spiralarmering eller ved indstøbning af et korrugeret blikrør af samme type, som anvendes ved kabelbetonudsparinger. I de lodrette udsparinger anbringes armeringsjern med overlapning i hver etage. Da alle jern stødes i samme snit anvendes en reduktionsfaktor på 0,6 på den tilladelige jernspænding. Se fig. 7.3C.

c. Muffesamling.

Ovennævnte samling kan etableres ved en muffesamling, se B.07. Denne samling er her i landet p.t. forladt p.g.a. udførelsesvanskeligheder.

d. Beslag og bolte.

Træksamlinger kan ofte klares ved anvendelse af beslag og bolte, hvilket giver en hurtig og sikker samling. Se også afsnittet om tryksamlinger. På figur 7.3C er vist en boltesamling.

e. Svejsning.

Træksamlinger klares i de øvrige europæiske lande ofte ved svejsning af armeringsjern eller beslag. Her i landet anvendes på byggepladsen sjældent svejste forbindelser dels p.g.a., at det kræver specialuddannet mandskab dels p.g.a. kontrolproblemer.

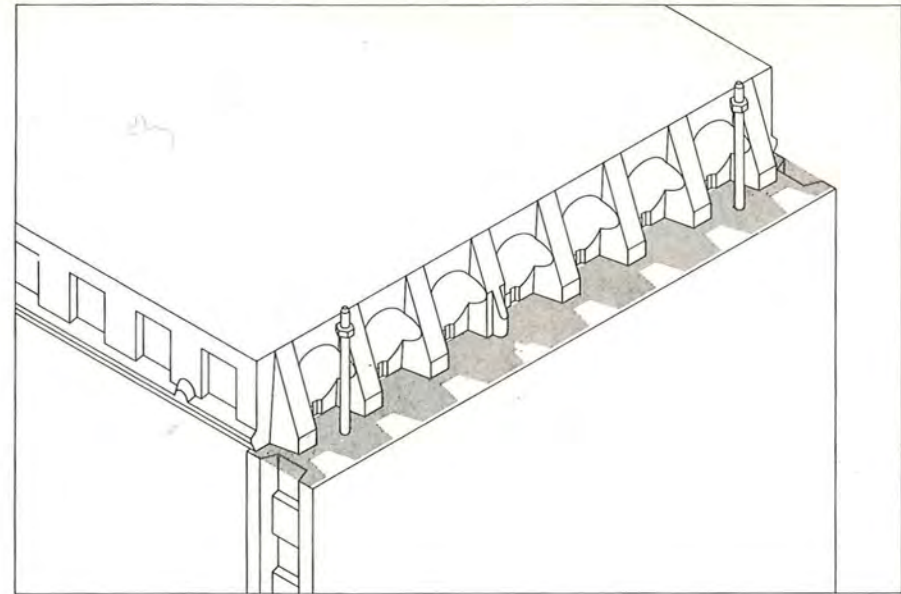
7.33 Forskydning

Forskydning kan optræde både parallelt med fugerne (skivevirkning) og vinkelret på fugerne (differensudbøjninger). Forskydningskræfterne overføres som regel på følgende måder:

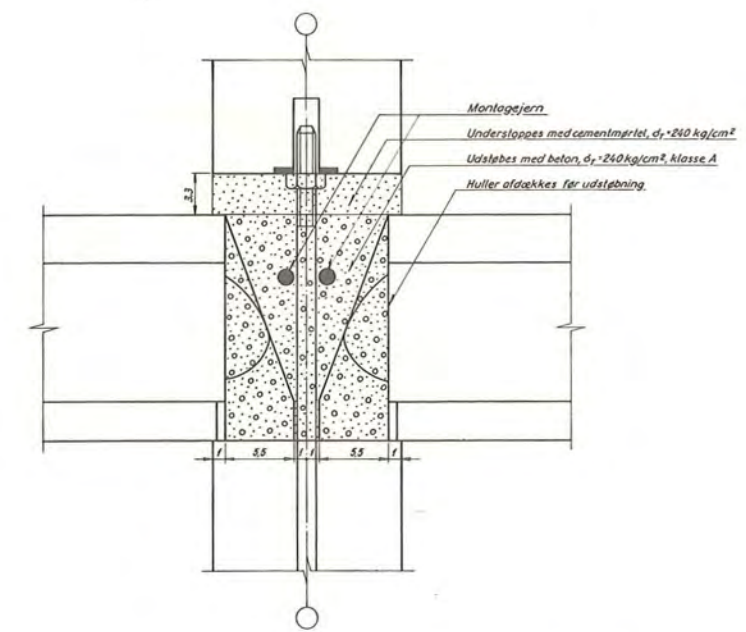
a. Betonforskydningslåse.

Ved at fortande komponenternes fugekanter kan forskydningskræfterne overføres som trykkrafter ved et diagonalt tryk imellem komponenterne, se figur 7.3D. Den herved opståede trækkomponent vinkelret på fugen optages som angivet i afsnittet om trækkræfter ved ilægning af fugearmering i etagekrydset.

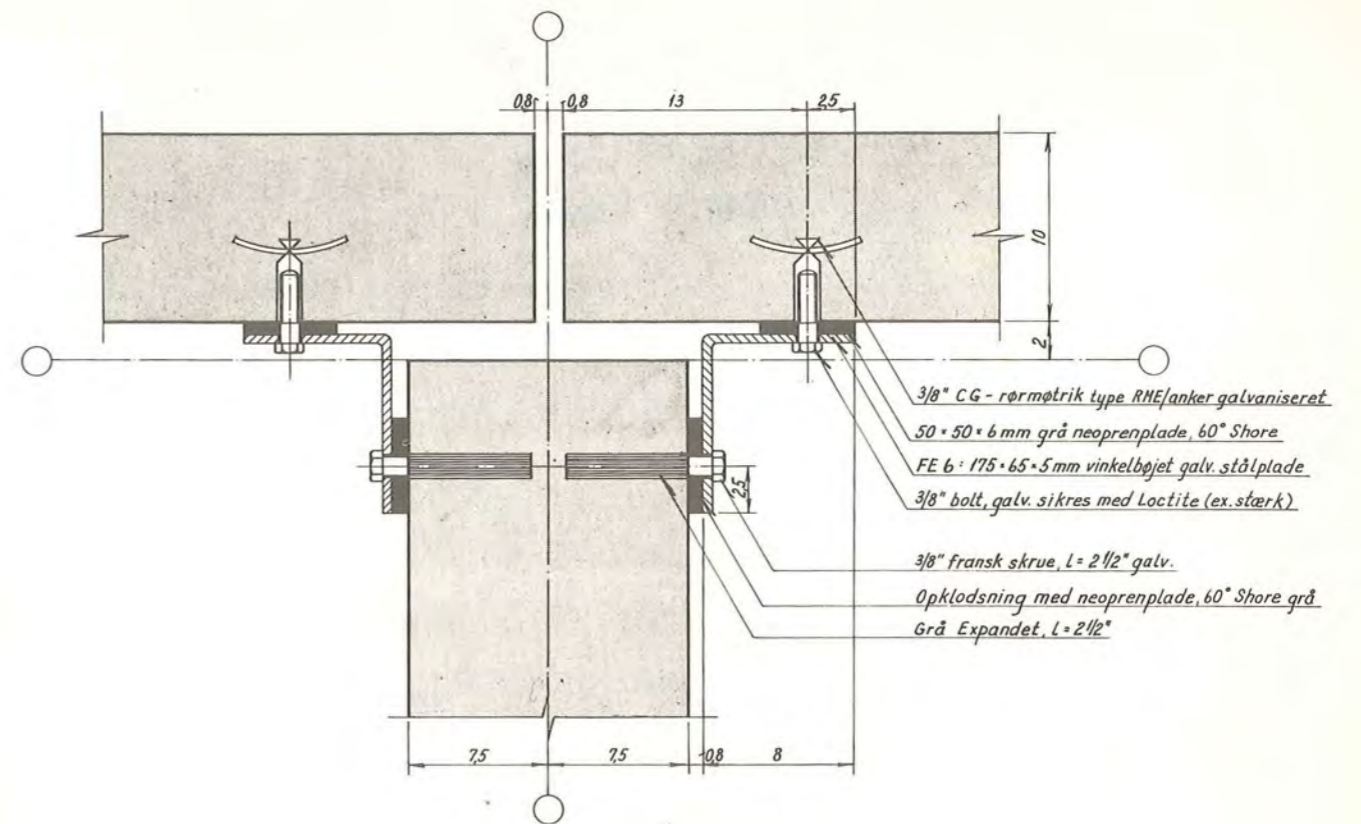
Virkingen af betonforskydningslåse er lidt ubestemt p.g.a. svind, og der tillades normalt ikke højere forskydningskræfter end 2 kg/cm^2 , regnet over det effektive fugetværsnit.



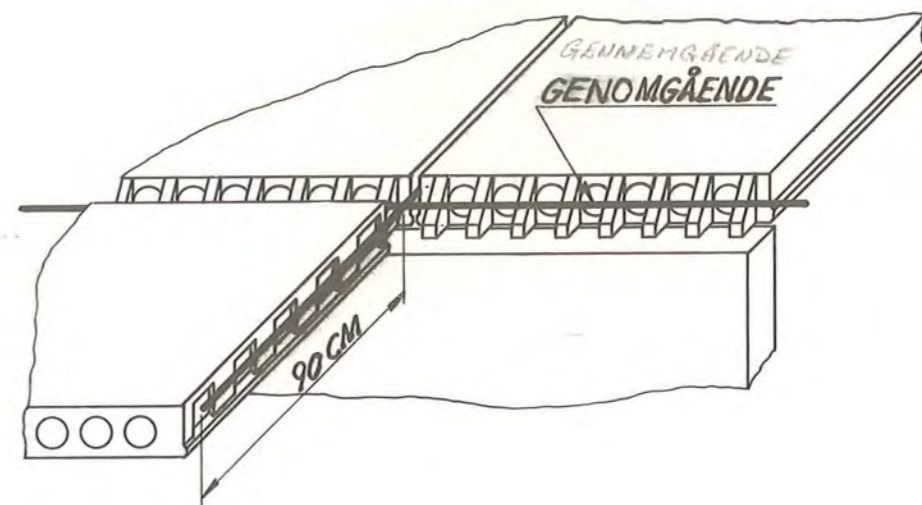
Vederlag for dækkomponent.



Lodret snit i dansk etagekryds
Figur 7. 3A

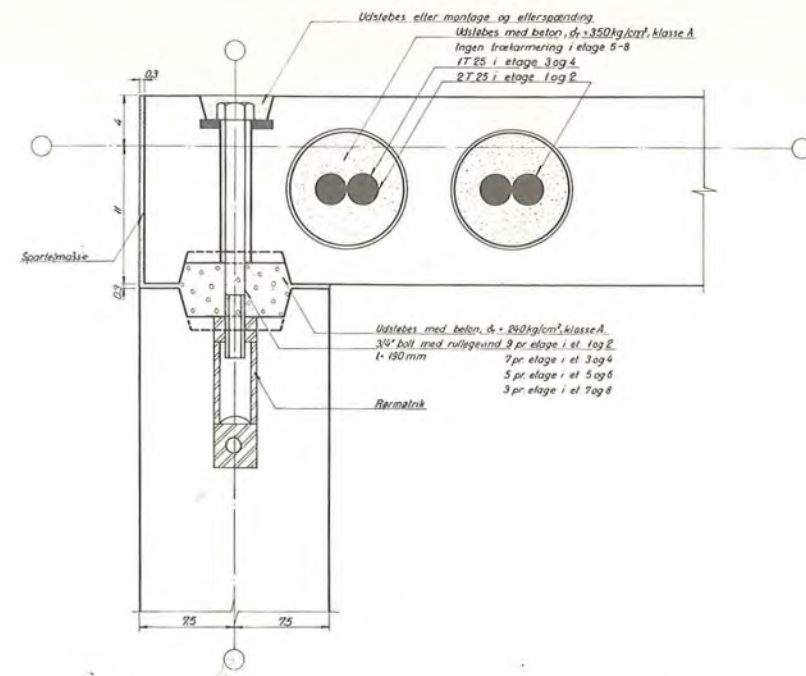


Fastgørelse af altanbrystning til altanflunke (vandret snit)

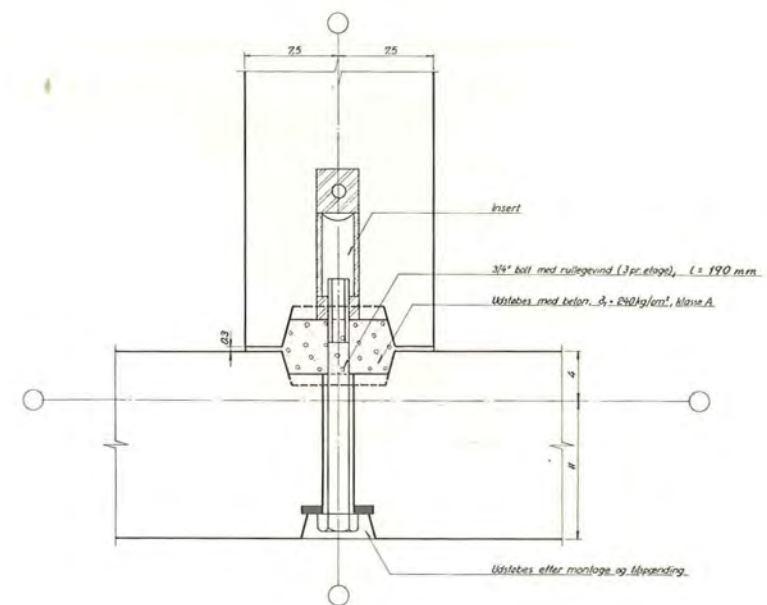


Armering af dæk-vægfuger

Figur 7. 3B

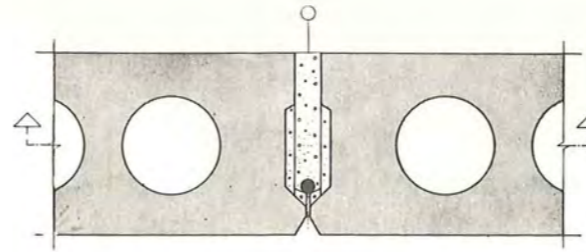


Længdefastivende væg med udsparringer til indstøbning af trækarmring



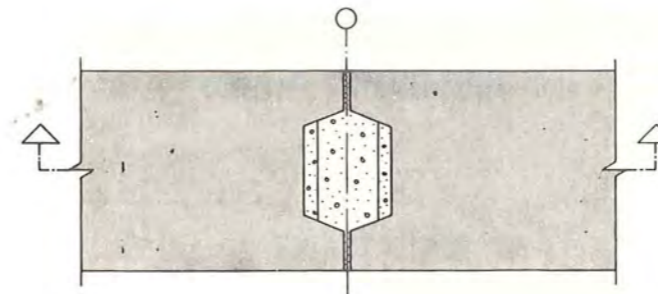
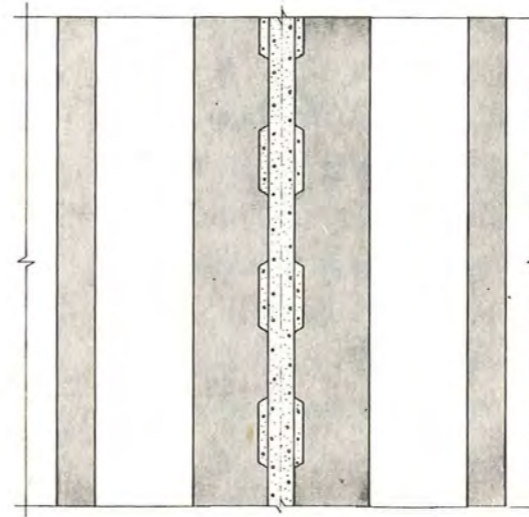
Forskydningsoptagende samling, hvor tryk optages gennem beton og træk gennem boltesamling

Figur 7. 3C



Lodret og vandret
snit i fuge mellem
dækkomponenter med
betonforskydningslåse

Figur 7.3D



Vandret og lodret
snit i fuge mellem
vægkomponenter med
betonforskydningslåse

Ved større forskydningsspændinger indføres en ekstra trækarmoring vinkelret på fugen enten i form af udragende låsebøjler eller i form af inserts med øjebolte, se figur 7.5B. Låsebøjlerne eller øjeboltene sammenlåses ved at der ilægges et gennemgående fugejern. Evt. kan trækkræfterne optages ved boltning, se figur 7.3C.

b. Friktion.

Ved fuger med normaltrykkrafter kan forskydning normalt umiddelbart optages ved friktion (f. eks. forskydningskrafter i etagekrydset). Eventuelt fortandes fugekanterne, f. eks. som tilfældet er med væg-væg fugen. Hvis man opererer med højere huse (over 8 etager) kan ubestemtheden ved betonforskydningslåse bevirke, at man må forspænde væggen for at opnå en forsvarlig konstruktion.

c. Svejsning.

Forskydningsamlinger klares (som nævnt under træksamlinger) i de øvrige europæiske lande ofte ved svejsning.

7.4 Facadefuger

Der henvises til B.02, B.07, B.08, B.09, B.10 og B.13.

7.5 Andre fuger

På de efterfølgende figurer, 7.5A og 7.5B, findes eksempler på en række fuger ved et dansk industrialiseret boligbyggeri med bærende tværvægge og lette facader.

En række af fugerne er behandlet tidligere. Her skal blot påpeges den gennemførte funktionsseparation, der viser sig i en række detaljer.

Etagekryds ved trapperum (figur 7.5A, nr. 1):

Der anvendes standardkomponenter. Den "manglende" dækkomponent erstattes af en profileret udstøbning, hvorved unøjagtigheder i væggen plan skjules.

Længdevæg og hovedrepose (figur 7.5A, nr. 4):

Hovedreposen friholdes fra væggen, der udføres af standardkomponenter. Hovedreposens store højde (betinget af trappegeometrien iøvrigt) generer således ikke væggen, idet vederlag findes ved dørhul (se figur 7.5A, nr. 7). Lange længdevægge må dog fastholdes mod udbøjning ved beslag i dækkant.

Dækkomponent ved facade og ved altan (figur 7.5A, nr. 6 og 8):

Ved modulprojektering opnås, at der kan anvendes ens facadedækkomponenter med kantisolering i de to ovenfor nævnte forskellige positioner.

Vederlag for altanplade (figur 7.5A, nr. 9):

Dette vederlag har kun ringe bevægelsesmuligheder, men kan erfaringsmæssigt anvendes ved små spændvidder. Ved større spændvidder bør altanplader sikres frie bevægelsesmuligheder.

Altanflunke og facade (figur 7.5B, nr. 1):

Tværvæg ved altan isoleres og beklædes på yderside væg. En anden løsning med indvendig isolering ses anvendt, men giver store kuldebroer gennem væggen og gennem dæk med risiko for kondens som følge.

Gavlvæg ved hjørne (figur 7.5B, nr. 3):

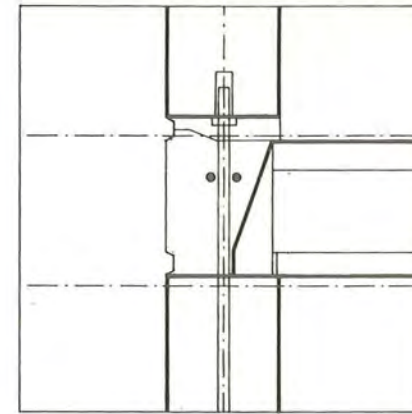
Bemærk den effektive fastholdelse af hjørnegavlkomponenten ved et beslag der forbinder dækkomponenten med gavlkomponentens montagebolt.

Tilslutning ved let væg (figur 7.5B, nr. 7):

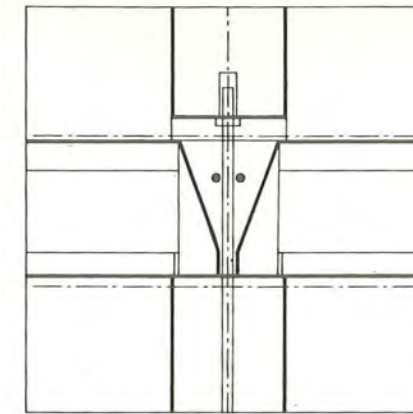
En tværvæg støder op mod en let væg. Vægkomponenten udføres her som en standardkomponent, medens komplikationen klares ved tilsætning med en specialudformet letvægskomponent i væggen's bredde. En anden mulig løsning er at lade den lette væg forløbe uantastet forbi vægkomponenten, som til gengæld må gøres til en variant ved afkortning.

Samling med længdevæg, normal og hjørne (figur 7.5B, nr. 8 og 9):

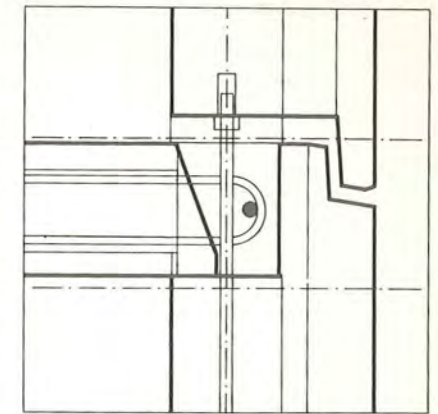
Forskydningssamlinger med bøjler er tidligere omtalt. Det ses umiddelbart, at de indgående komponenter er formteknisk mere komplicerede end komponenter, der samles med bolte som vist på figur 7.3C.



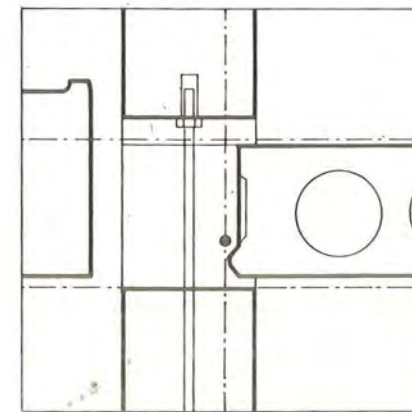
1. Etagekryds ved trapperum



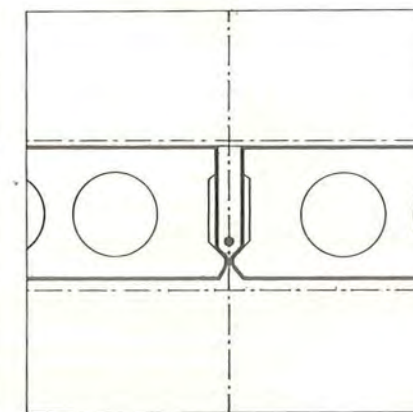
2. Normalt etagekryds



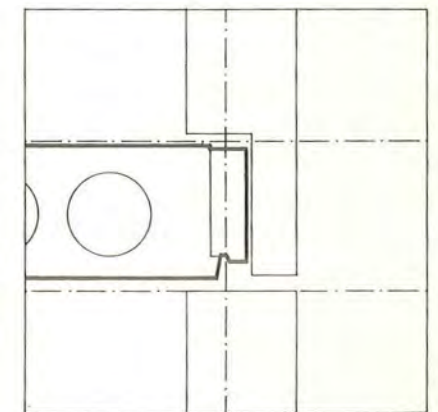
3. Fuge mellem gavlkomponenter



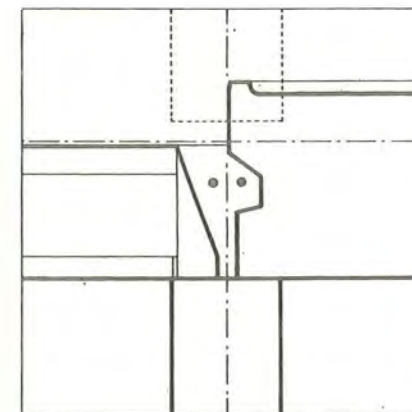
4. Længdevæg og hovedrepose



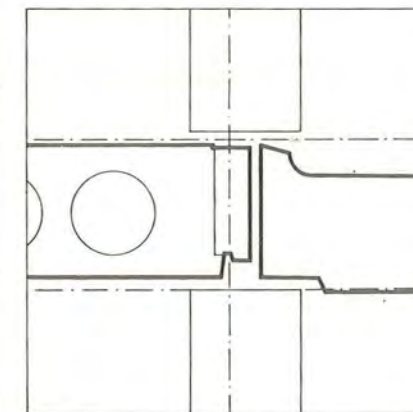
5. Fuge mellem dækkomponenter



6. Dækkomponent ved facade



7. Vederlag for hovedrepose



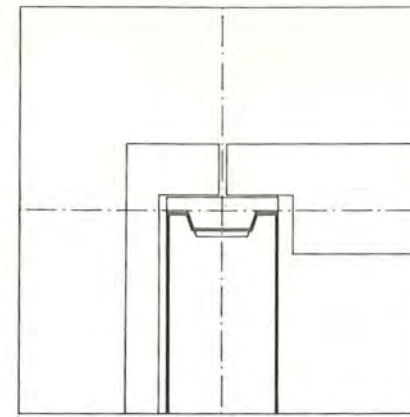
8. Dækkomponent ved altan



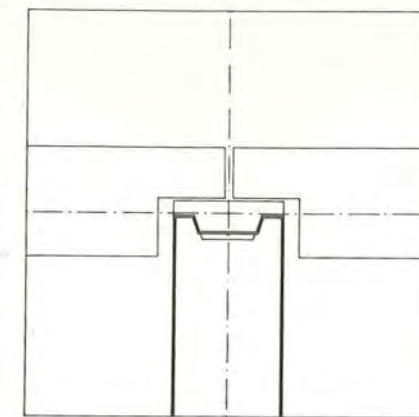
9. Vederlag for altanplade

Lodrette snit i bygning med bærende tværvægge og lette facader
(Gengivet med tilladelse af SBI)

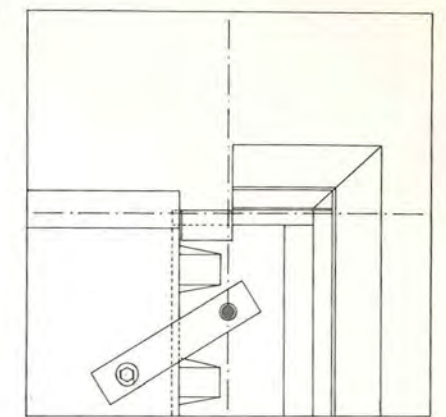
Figur 7.5A



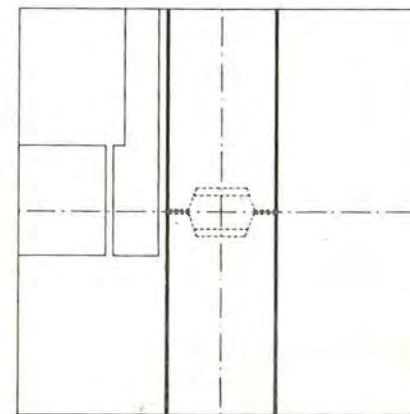
1. Altanflurke og facade



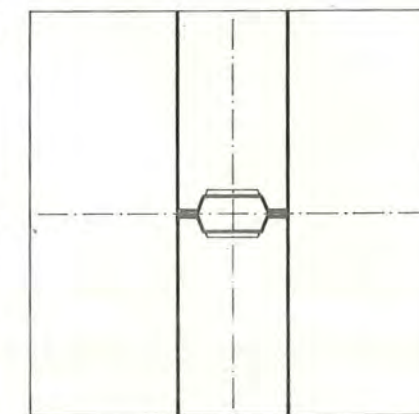
2. Tværvæg ved facade



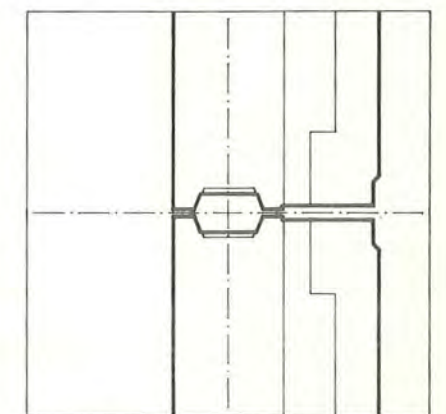
3. Gavlæg ved hjørne



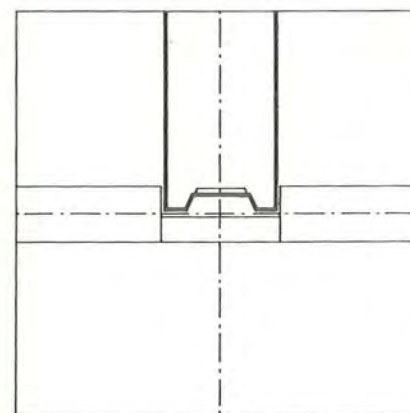
4. Tværvæg ved altanbagvæg



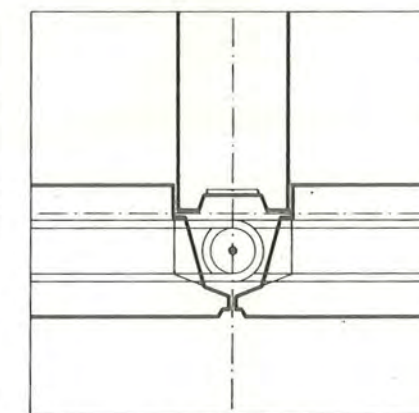
5. Fuge mellem vægkomponenter



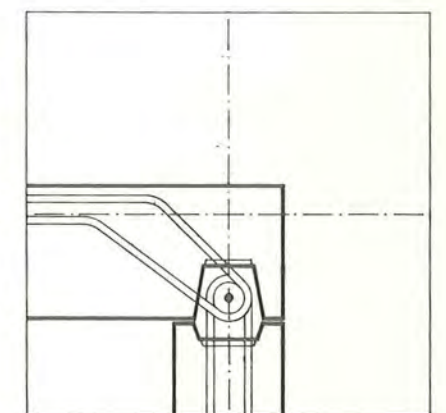
6. Fuge mellem gavlkomponenter



7. Tilslutning ved let væg



8. Samling ved længdevæg



9. Samling med længdevæg, hjørne

Vandrette snit i bygning med bærende tværvægge og lette facader
(Gengivet med tilladelse af SB1)

Figur 7.5B

8. LITTERATURFORTEGNELSE

- A: Egentlige bøger
- B: Rapporter, særtryk o.l.
- C: Normer, forskrifter
- D: Tidsskrifter
- E: Håndbøger, ordbøger
- F: Projekter
- G: Modulordningen, standardblade
og rekommendationer

A. EGENTLIGE BØGER

- A.01 Halasz, R. von :: Industrialisierung der Bautechnik.
Werner-Verlag, Düsseldorf, 1966.
- A.02 Halasz, R. von m.fl. : Bauingenieur-Praxis, heft 55:
Grosstafelbauten.
Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- A.03 Jacobsson, Mejse : Byggandets industrialisering.
Bygnadsindustrins forlag AB,
Stockholm, 1965.
- A.04 Jockusch, P. : Industrialisierung im Wohnungsbau.
Bauverlag Wiesbaden, Berlin, 1966.
- A.05 Koncz, T. : Handbuch der Fertigteil-Bauweise
Band 1, 2 und 3.
Bauverlagen GMBH, Berlin 1966.
- A.06 Ledderboge, O. m.fl. : Montage von Beton und Stahlbeton-
fertigteilen.
VEB Verlag, Berlin, 1964.
- A.07 Lewicki, B. : Hochbauten aus grossformatigen
Fertigteilen.
Franz Deuticke, Wien, 1967.

Engelsk udgave:
Building with large prefabricates.
Elsevier, London, 1966.
- A.08 Nissen, H. : Praktisk modulprojektering.
Teknisk forlag, København 1966.
- A.09 Rambøll, B. J. : Rationelt byggeri.
Teknisk forlag, København 1955.
- A.10 Rosman, R. : Bauingenieur-Praxis, heft 65:
Die statische Berechnung von
Hochhauswänden mit Offnungsreihen.
Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, 1965.
- A.11 Triekel, W. m.fl. : Rationelles Bauen mit Fertigteilen.
Bauverlag GMBH, Berlin, 1968.

B. RAPPORTER, SÆRTRYK, o.l.

- B.01 DIF. Byggerationaliseringsudvalgets publikationer vedr. montagebyggeri.
Teknisk forlag, København, 1956-58.
Nr. 0: Oversigt over rationaliseringsudvalgets arbejder 1954-57.
Nr. 1: Skiver opbygget af elementer

- Nr. 3: Modulordningen
 Nr. 4: Fuger
 Nr. 5: Koncentrerede belastninger på bjælker
 Nr. 6: Byggeriets nøjagtighed
 Nr. 8: Facadeelementers rationelle opbygning og virkemåde
 Nr. 8A: Tillæg
 Nr. 9: Montagebyggeriet i dag
 Nr. 10: Rørarbejdets rationalisering
 Nr. 11: El-installationer i montagebyggeri
- B.02 Birkeland, Øjvind : Ikke-bærende yttervegger.
NBI, Oslo, 1960.
- B.03 Husbygningsteknik 1961
Foredrag og diskussioner
fra kursus i DIF. : Teknisk forlag, København, 1961.
- B.04 Halvtredsernes byggeri : Teknisk forlag, København, 1961.
- B.05 Moderne husbygningsteknik: NBI-særtryk nr. 71.
NBI, Oslo, 1962.
- B.06 Rasmussen, B. Højlund : Betonindstøbte tværbelastede bolte
og deres bæreevne.
Teknisk forlag, København 1963.
- B.07 Munch-Petersen, J. F.
og Eriksson, O. : Samlingsproblemer i montagebyggeri.
SBI-rapport 38.
Teknisk forlag, København 1963.
- B.08 Fugeudformning og slag-
regnsgennemgang. : NBI-særtryk nr. 93.
NBI, Oslo, 1964.
- B.09 Dylander, B. m. fl. : Fugeproblemer ved elementbyggede
ydervægge. SBI-særtryk 149.
Teknisk forlag, København, 1964.
- B.10 Andersen, P. R. : Facadefuger, tæthed- og tolerance-
problemer. Særtryk af Nordisk
Betong nr. 2, 1964.
- B.11 Foreløbig vejledning vedr. statisk beregning af elementbyggede
huse; : Instituttet for forskning og typeud-
vikling, Praha, 1965. Oversat af
K. Holtved for Bygningsafd., La-
boratoriet for bærende konstrukti-
oner, Danmarks Ingeniørakademi.
- B.12 Towards industrialised building. Contributions at the third CIB
Congres, København, 1965.
- B.13 Isaksen, Trygve : Åpne fuger i utvendige kledninger?
NBI-særtryk nr. 138.
NBI, Oslo, 1966.

- B. 14 Glarbo, O. : Uarmerede betonvægges bæreevne. Ingeniøren nr. 25, 1951.
- B. 15 Pontoppidan, I. A. :: Om uarmerede betonvægges bæreevne. Bygningsstatistiske meddelelser 1951, p. 27.
- B. 16 Eriksson, O. : Statisk beregning af vindafstivende vægge i højhuse. Ingeniøren nr. 15, 1961.
- B. 17 Nepper Christensen, P. : Svind og krybning i beton. Beton-Teknik nr. 3, 1964.
- B. 18 Isaksen, Trygve : Tæthetsproblem hos yttervæggar. Svensk byggtjänst, 1964.
- B. 19 Snabe, A. P. : Teglelementer, princip og udformning. Tegl nr. 2, 1966.

C. NORMER, FORSKRIFTER

Bygningslovgivning.

- C. 01 Byggeloven af 10. juni 1960.
- C. 02 Bygningsreglement for købstæderne og landet, 1966.
- C. 03 Indenrigsministeriets bekendtgørelse nr. 137 af 16.4.62.

Danske normer i. h. t. byggeloven.

- C. 04 DS 410 : DIF-norm 1. Belastningsforskrifter.
- C. 05 : Vejledning for fastsættelse af vindbelastning.
- C. 06 DS 411 : DIF-norm 2. Beton- og jernbetonkonstruktioner.
- C. 07 DS 412 : DIF-norm 3. Stålkonstruktioner.
- C. 08 DS 413 : DIF-norm 4. Trækonstruktioner.
- C. 09 DIF-norm for husbygningskonstruktioner (murværk), 1930.
- C. 10 DS 415 : DIF-norm 6. Fundering.
- C. 11 : Fundering, Vejledning.
- C. 12 DS 416 : DIF-norm 7. Hulstendæk.
- C. 13 DIF-norm 55: Regler for beregning af bygningers varmetab.
- C. 14 DIF-norm 64: Forskrifter vedr. indretning af afløb.
- C. 15 DIF-norm 67: Betonhulbloksten.

Andre forskrifter i. h. t. byggeloven.

- C. 16 Trykfejlliste til BR, tillæg til BR, diverse DS-blade, bekendtgørelser, fortolkninger, arbejdstilsynets regler (ofte ikke skriftligt nedfældede) m. v.

Udenlandske normer af interesse.

- C.17 Anvisningar för prefabricerede konstruktioner av betong. (Finland).
 C.18 Fertigbauteile aus Stahlbeton, DIN 4225 (Vesttyskland).

Andet.

- C.19 Felles nordiske retningslinier for lette ikke-bærende yttervegger.
 NKB-skrift nr. 5, , December 1965.

D. TIDSSKRIFTER

D.01	Arkitekten	København	24	nr.	pr.	år
D.02	Arkitektur (D)	København	6	-	-	-
D.03	Arkitektur (S)	Stockholm	12	-	-	-
D.04	Beton Teknik m. referatliste	København	4	-	-	-
D.05	Byggeindustrien	København	24	-	-	-
D.06	Bygningsstatistiske meddelelser	København	3	-	-	-
D.07	Byggmästaren	Stockholm	12	-	-	-
D.08	Byggnadsindustrien	Stockholm	20	-	-	-
D.09	(Ingeniøren) Forskning	København	12	-	-	-
D.10	(") Management Virksom- hedsstyring	København	12	-	-	-
D.11	Interbuild	London	12	-	-	-
D.12	Medd. fra Kbh. Bygningsvæsen	København	4	-	-	-
D.13	Nordisk Betong	Stockholm	4	-	-	-
D.14	Statistiske efterretninger	København	65	-	-	-

E. HÅNDBØGER, ORDBØGER

- E.01 Bygg, Handbok för hus-, väg- og vattenbyggnad.

Band I: Allmänna grunder
 - II: Materiallära og konstruktionsteknik
 - III: Administration, økonomi og arbetsteknik
 - IV: Husbyggnadsteknik
 - V: Husbyggnads- og samhällsplanering
 - VI: Väg- og vattenbyggnad
 AB Byggmästarens förlag, Stockholm, 1961.

- C.02 Håndbog for byggeindustrien, HFB 18.
: Nyt Nordisk forlag A/S, København, 1967.
- C.03 Teknisk ståbi.
Opslagsbog for ingeniører, arkitekter, konstruktører o. a.
: Teknisk forlag, København, 1966.
- C.04 Beck, Finn F.
: Byggeteknisk ordbog
Engelsk/Dansk, Norsk, Svensk
Dansk, Norsk, Svensk/Engelsk
Teknisk forlag, København, 1967.
- C.05 Elsevier's Dictionary of Building Construction in four languages.
: English/American, Deutch, French,
German.
Elsevier Publishing Co., London,
1959.
- C.06 Dansk-Engelsk Teknisk Ordbog
Engelsk-Dansk Teknisk Ordbog
: J. Fr. Clausens forlag, København,
1957, 1960.
- C.07 Dansk-Tysk Teknisk Ordbog
Tysk-Dansk Teknisk Ordbog: J. Fr. Clausens forlag, København,
1956, 1961.

F. PROJEKTER

- F.01 Kjeldsen, Marius og
Simonsen, W. R.
: Industrialised building in Denmark.
CIB Congress, 1965.
- F.02 Ballerupplanen
: Særtryk af Byggeindustrien.
- F.03 Diamant, R. M. E.
: Industrialised building 1, 2 and 3.
London, Iliffe books LTD. 1965-
1967.
- F.04 Meyer-Bohe, W.
: Vorfertigung, Atlas der Systeme.
Vulcan-Verlag Dr. W. Classen,
Essen, 1967.

G. MODULORDNINGEN, STANDARDBLADE OG REKOMMENDATIONER

G.01 Modulkoordinering i byggeriet

- DS 1000 Faste højder i bygninger. Modul-højdemål (2. udg.)
- DS 1010 Modulordningen for byggeindustrien.
Grundlæggende principper.

DS	1011.1	Modulregler for byggeriet.	Byggemodul (2. udg.)
DS	1011.2	- - -	Planlægningsmoduler (2. udg.)
DS	1011.3	- - -	Dimensionering af modulelementer
DS/R	1012	Målafsætning på byggepladsen	
DS/R	1035	Afsætning af højdemål for installationer og indbygningskomponenter. Bilag: Meterstreg-mærkater	
DS/R	1036	Målangivelse af rørinstallationer; rørafstande og rørlængder	
DS/R	1037	Målangivelse af rørinstallationer; toleranceudligning	
DS/R	1038	Hule dækkomponenter af beton	
DS/R	1039	Indvendige vægge; bærende vægkomponenter af beton	
DS/R	1040	Trapperum for toløbstrapper	
DS/R	1041	Byggeblokke; mål og forbandter	
DS/R	1042	Ikke-bærende indvendige vægge; lette vægkomponenter, byggemål	
DS/R	1043	Køkkenelementer af træ; udvendige mål	
DS/R	1044	El-installationer i etageboligbyggeri	
DS/R	1046	Gulvoverfladers højdeplacering	
DS/R	1047	Elevatorskakte m. v. til etageboligbyggeri	
DS	1048	Normalmurværk og modulprojektering	
DS/R	1049	Bærende vægge og dæk. Placering af komponenter.	

G.02 Bygningshåndværk, byggematerialer

DS/R	1050	Anvendelse af tolerancer i byggeriet	
DS/R	1051	Brandtekniske prøvninger af bygningsdeles modstandsevne mod brand	
DS/R	1052	Brandteknisk klassifikation af bygningsdele (ekskl. døre)	
DS/R	1053	Brandteknisk klassifikation af døre	

G.03 Andre publikationer

Måltypisering SBI-rapport nr. 56.