

MIKKELBORG
-----STATISKE BEREGNINGER

Indhold:	Side
1. Indledning	1 - 6
2. Fundering	7 - 41
3. Stabilitet	42 - 49
4. Konstruktionselementer	50 - 62
5. Tagkonstruktion	63 - 93
6. Garage/Containerskur	94 - 101

Rådgivende Ingeniørfirma
J. Aug. Teytaud A/S
Svanevej 1
2400 København NV
Tlf.: (01) 81 93 00

MIKKELBORG

Statiske beregninger.1. Indledning.1.1 Kortfattet beskrivelse.

Projektet omfatter 2 lejlighedsblokke, benævnt blok 1 og blok 2, som er sammenkædet med en kældergang.

Blok 1 består af 105 lejligheder fordelt på 15 opgange, og blok 2 består af 113 lejligheder fordelt på 16 opgange.

Lejlighederne, der varierer i størrelse fra 64 m^2 til 131 m^2 , er fordelt på henholdsvis 3 og 4 etager. Blokkene er højest på midterstrækningerne.

Til hver lejlighed er der mindst en altan ved en af facaderne.

Der er fuld kælder under begge blokke.

Blokkene, der nærmest er formede som et "spørgsmålstegn", er hver ca. 180 m lange.

Projektet er opbygget over et modulliniesystem således, at bygningsbredden, facade/facade er 12 m.

Tagets hældning er $27,5^\circ$. De øverste lejligheder står i åben forbindelse med tagrummet således, at indvendig taghældning er $27,5^\circ$. I nogle taglejligheder indrettes der hems i tagrummet, mens andre indrettes til $1\frac{1}{2}$ etages lejligheder.

Etagehøjden er 2,80 m.

1.2 Konstruktionsmaterialer.

De bærende konstruktioner udføres med visse undtagelser af præfabrikerede betonelementer. Undtagelser er tagkonstruktionen og sikringsrummene. Vægge til sikringsrum (40 cm) støbes på stedet, mens dæk over sikringsrum udføres ved hjælp af FILIGRAN-dæk. FILIGRAN-dæk er præfabrikerede, tynde betonplader med indstøbt og udragende armering til brug for sammenstøbning med in-situ beton. Tagkonstruktionen bæres af limtræsbjælker og profiljern, der spænder fra lejlighedsskel til lejlighedsskel. Træspærene fastgøres til dette bærende system. Tagsten (tegl) oplægges på $38 \times 56 \text{ mm}$ taglægter. Dækelementerne er 21,5 cm tykke huldækplader, som spænder fra lejlighedsskel til lejlighedsskel. Alle dækelementer, der har et frit spænd på over 6 m, er forspændte. Dækelementerne over fælleslokalerne og vaskeri i kælder hviler på konsolbjælker af spændbeton. Disse konsolbjælker bæres af vægelementer og søjler støbt på stedet. Alle indvendige bærende vægge, d.v.s. lejlighedsskel, trappesidevægge og trappebagvæg er 18 cm tykke betonelementer. De bærende gavle og mellemgavle er

15 cm betonelementer med korrosionsfaste bindere til skalmur. Kælderens bærende indvendige vægge er som i de øvrige etager 18 cm. Kælderfacaderne er ligeledes 18 cm, mens kældergavle er 37,5 cm. I facaderne er indlagt netarmering Y 07 pr. 150 mm + K 10 pr. 300 vertikalt.

Facaderne består dels af lette snedkerpartier og dels af tunge facader. Hvor der ikke er udgang til altaner, benyttes 10 cm betonelementer af lecabeton, da disse ikke er bærende. I betonelementerne er anbragt korrosionsfaste bindere til skalmur. Skalmuren består af en $\frac{1}{2}$ -stens tegl ved facaden og gavle.

Altanerne, der udføres som forspændte betondæk, hviler på 35 cm murede altanvanger. Altanvangerne, der er hule, er opbygget af $\frac{1}{2}$ -stens tegl. Altanvangerne er fastgjort til lejlighedsskel med rustfrie beslag. Omkring understøtning af altaner udmures 11 skifter massivt. Ligeledes udmures der omkring beslag.

Der er etableret fald ud mod forkant af altan for regnvand. Altanernes rækværk er balustre af RHS-profiler 40 x 40 x 4. De lette skille vægge er 7,5 cm gasbeton. Gulvkonstruktionen er parket opklodset på strøer. Det antages, at lette skille vægge + gulvkonstruktion højst vejer 80 kg/m².

Lejlighedernes baderum er præfabrikerede kabiner med fliser på gulv og vægge.

1.3 Statisk virkemåde.

1.3.1 Lodret last.

Al lodret last bæres af de 18 cm tykke lejlighedsskel. Lasten føres ind til disse via limtræsbjælker og profiljern i tagkonstruktionen og huldækelementer i etagerne. I kælderens er der en gennemgående gang, og her udføres udvekslingsjern L 100 x 100 x 10.

Trappen i opgangene er løse trin, som fastgøres hver for sig dels til trappesidevæg og dels til midterskakten. Hovedreposerne hviler direkte af på trappesidevæggene. Øvrige reposer hviler således af på hovedreposerne.

Blokkenes bærende konstruktioner understøttes af sribefundamenter, direkte funderede. Dog har det været nødvendigt at udføre borede punktfundamenter mellem modullinierne 4.2 og 8.1, da bæredygtig jord ligger meget lavt i forhold til kældergulvet.

1.3.2 Vandret last.

1.3.2.1 Forankringer.

Skalmur forankres som foran nævnt ved hjælp af korrosionsfaste bindere. Skalmuren er maksimalt 10 m høj. Den fri binderlængde er 100 mm. Temperatur differencen mellem skalmur og bagmur sættes til 30° C og teglmurens varmeudvidelseskoefficient til $6 \cdot 10^{-6}$ pr. grad.

Differensbevægelsen h bliver da = $h = 10 \cdot 10^3 \cdot 6 \cdot 10^{-6} \cdot 30 = 1,8 \text{ mm.}$

Der anvendes bindere af 4 mm rustfrit stål $60,2 = 600 \text{ N/mm}^2$, som i henhold til SBI-anvisning 101, figur 11, kan optage en karakteristisk trækraft på 0,85 kN pr. binder, samtidig med at den er påtvunget ovennævnte differensbevægelse. Hertil svarer en regningsmæssig trækstyrke $0,85 : 1,56 = 0,54 \text{ kN pr. binder.}$

Idet den regningsmæssige vindlast er

$f \cdot g \cdot c = 1,3 \cdot 0,9 \cdot 15 = 1,7 \text{ kN/m}^2$ ses det, at det er på den sikre side at forskrive 5 bindere pr. m^2 .

Ydervægselementer, som ikke er direkte belastet af dækelementer og dermed forankret gennem tilstrækkeligt store friktionskræfter, forankres ved hjælp af fladjernsbeslag til dækelementskiven.

De lette partier fastgøres ligeledes til dækelementskiven ved hjælp af vinkelbeslag og betonankre.

I øverste etage fastgøres tagværkets spær til de tunge facader ved hjælp af BMF-profilankre, som bliver befæstiget i indstøbte halfeneisen-skiner. Ved lette partier benyttes vinkelbeslag.

De bærende limtræsbjælker og profiljern fastgøres til lejlighedsskel ved hjælp af bjælkesko og vinkelbeslag plus ekspansionsbolte/kamsøm.

Som før omtalt er altanvangerne fastgjort til lejlighedsskel ved rustfrie beslag. Beslagene har et tværsnit på 75×5 , således at vangen kan bevæge sig vertikalt uafhængigt af de omgivende konstruktioner. Der kan ikke regnes med, at samlingen ved lejlighedsskel kan optage moment, så hele vindpåvirkningen skal optages som indspændingsmoment ved ommuringen af beslaget.

1.3.2.2 Stabilitet.

Hustes stabilitet sikres ved hjælp af egenvægten af betonelementvægge og etageadstillelser.

Kræfter overføres indbyrdes mellem betonelementerne gennem øjeboltesamlinger og friktionssamlinger.

I hver blok er indlagt 2 dilatationsfuger, og ved stabilitetsberegningerne opfattes hver blok som 3 selvstændige bygninger. Facade- og gavlelementer forankres til dækskiven som ovenfor nævnt. Dækskiven består af elementer og fuger med fugearmering. For at dækket kan fungere som skive, etableres fugearmering hele vejen rundt langs dækkets periferi, undtagen ved de lette facadepartier. Tværstabiliteten sikres ved egenvægten af de bærende vægge, plus etageadskillelser. Længdestabiliteten sikres først og fremmest ved facader og trappe-endevægge. Det væltende moment overføres til de bærende tværvægge ved hjælp af øjeboltesamlinger (facader) og friktionssamlinger.

1.4 Fundering.

Jordbundsforholdene er undersøgt af Geoteknisk Institut, som har udarbejdet rapport af 14. juli 1982 med tilhørende bilag 1 - 38.

På grundlag af rapporten er det valgt at udføre funderingen af de bærende kældervægge på stribefundamenter. Under sikringsrum udføres ligeledes stribefundamenter.

Imellem modullinierne 4.2 og 8.1 ligger bæredygtigt jord som nævnt meget lavt (ca. 2 - 4 m under kældergulvs-kote). Funderingen af kældervægge i dette område udføres derfor som borede fundamenter, d.v.s. fundamenter, som støbes direkte i borede huller uden komprimering. Ved sikringsrum, hvor der ikke er præfabrikerede elementer, støbes der jernbetonbjælker over punktfundamenter, til optagelse af egenvægten for væg + dæk.

Terrændækket er 8 cm og udstøbes direkte på et 15 cm tykt drænlag af grus eller nøddesten. Ved brøndfundering benyttes et terrændæk af 10 cm armeret betonplade.

Funderingsarbejdet udføres i normal projekttkasse. Der funderes overalt på moræneler eller morænesand med følgende karakteristiske styrkeparametre:

- lertilfældet c_v, k 180 kN/m²
- sandtilfældet ϕ_{pl}, k 39°

Ved brøndfundering udføres fundamentene som ϕ 110 cm, ført til jordlag med c_u 215 kN/m² og ϕ 130 cm ført til jordlag med c_u 150 kN/m². Funderingsdybden af hvert enkelt fundament bestemmes ved vingeboresforsøg, der løbende foretages samtidigt med boringen af hullerne.

1.5 Normgrundlag.

Bygningsreglementet BR 82.
 DS 410 Lastforskrifter, 2. udgave 1977.
 DS 411 Betonkonstruktioner, 2. udgave 1977.
 DS 412 Stålkonstruktioner, 1. udgave 1976.
 DS 413 Trækonstruktioner, 3. udgave 1974.
 DS 414 Murværkskonstruktioner, 3. udgave 1984.
 DS 415 Fundering, 2. udgave 1977.

1.6 Last på bærende konstruktioner.

1.6.1 Nyttelaster.

Der forudsættes en nyttelast fra personer, møbler og inventar på 1,5 kN/m² efter gruppe 3 (beboelseslejligheder og huse). Nyttelasterne reduceres som foreskrevet i DS 410, afsnit 4.16. Gulve og lette skillevægge ansættes til 0,8 kN/m².

Udover den almindelige lejlighedslast regnes der med en personlast på 3 kN/m² på adgangsvejene, d.v.s. reposer og trapper.

På altaner regnes med en nyttelast på 2 kN/m², og hertil skal lægges en linielast på 1 kN/m ved fri rand.

Lastkombination 1.1, 1.2 , $f_p = 1,5$

Lastkombination 3.1 (ekstrem), $f_p = 0,5$

1.6.2 Belastning fra tagkonstruktion.Egenlast.

Tegl på lægter	0,55 kN/m ²
Spær	0,15 "
Isolering, forskalling, loftplader	0,20 "
Egenlast, skrå tagflade	0,90 kN/m ²
Egenlast, vandret projektion	1,01 kN/m ²

Naturlast.

Sne 0,75 x 1,5	1,13 kN/m ²
----------------	------------------------

1.6.3 Belastning fra etagedæk.Egenlast.

Forspændte dæk =	3,15 kN/m ²
Slapt armerede dæk =	3,30 kN/m ²
Gennemsnitlig vægt	3,20 kN/m ²

Tillæg for badekabiner.

Badekabinerne, der altid står op ad en bærende væg, findes i 2 størrelser:

små, der benyttes ved modulbredden	4,2 m, -	2800 kg
store, der benyttes ved modulbredden	6,9 m, -	3200 kg

Belastningen fordeles ud på en væglængde på 12 m. Dette giver en belastning:

Badekabiner ved hosliggende vægge	g = 2,0 kN/m (let)
	2,3 " (tung)

Badekabiner ved modstående vægge	g = 0,5 "
----------------------------------	-----------

Nyttelast.

Se afsnit 1.6.1.

1.6.4 Belastning for trapper.Egenlast.

Hovedrepos + Repos ved facade	2680 + 2100 =	4780 kg
Mellemrepor + 14 trin a 50 kg	2400 + 700 =	3100 kg
Egenvægt af trappe		7880 kg

Belastningen fordeles på 2 vægge a 6,45 m

$$g = 7880/2 \cdot 6,45 = \underline{6,1 \text{ kN/m}}$$

Nyttelast $\frac{1}{2}$ trappebredde = 1,4 m :

$$p = 1,4 \cdot 3,0 \text{ kN} = \underline{4,2 \text{ kN/m}}$$

1.6.5 Belastning fra hemse.

Som normal etagelast, uden tillæg for badeværelser.

1.6.6 Belastning i skunkrum.

$$p = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

1.6.7 Belastning over sikringsrum.

Udover den normale etagelast, $f_p = 1,0$

$$p = \underline{25 \text{ kN/m}^2}$$

1.6.8 Belastning på altaner.

Egenvægt af altaner

$$g = \underline{5,3 \text{ kN/m}^2}$$

Randlasten fordeles på elementbredden

$$p = 2,0 + 1,0/1,72 = \underline{2,6 \text{ kN/m}^2}$$

1.7 Vindlast.

Bygningshøjde i 12,0 m og

$z_0 = 0,01$ svarende til "glat" terræn

$$q = \underline{0,95 \text{ kN/m}^2}$$

1.8 Litteraturhenvisninger.

- (1) BMF - HVV bygningsbeslag.
- (2) SBI - RAPPORT 97, Keyed shear joint.
- (3) SBI - RAPPORT 101, Trådbindere til forankring af skalmur.
- (4) I - S kompendium, Beregning og brug af indboringsankre.

MIKKELBORG

1963

2. Fundering

2.1.1 Bæreevner af stribefundamenter

Der forudsættes fundering på moræner og moranesand med følgende karakteristiske styrkeparametre

- lertilfældet $c_{u,k} \geq 180 \text{ kN/m}^2$

- sandtilfældet $\phi_{pk} \geq 39^\circ$

Det forudsættes at lasttilfælde 1.1 er dimensionsgivende + lasttilfælde 3.1

Bæreevne-udtrykket for sand

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma + \bar{q} \cdot N_q \cdot S_q \cdot i_q$$

$$\phi_r = 34,0^\circ, \quad f_\phi = 1,2 \quad \Rightarrow$$

$$N_\gamma = 29,0; \quad N_q = 29,4$$

$$\bar{\gamma} = 21 \quad (\text{fundamenterne ligger over grundvandsspejlet})$$

Bæreevne-udtrykket for ler

$$\frac{Q}{A} = c_u \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c + \bar{q}$$

$$N_c = 5,14$$

$$c_{u,r} = 102 \text{ kN/m}^2, \quad f_c = 1,75 \quad \text{lasttilfælde 1.1}$$

$$f_c = 1,0 \quad \text{lasttilfælde 3.1}$$

MIKKELBORG

Følgende bæreevner opnås for stribe fundamenter, hvor "h" er højden fra overside kældergulv til underside fundament.

b [cm]	h [cm]	Ø/l		
		SANDTILFÆLDET	LERTILFÆLDET	
		Bæreevne excl. egenvægt [kN/m ²]	Bæreevne excl. egenvægt [kN/m ²]	
			Lastkom- bination 1.1	Lastkom- bination 3.1
50	49	221	263	464
	54	236		
	58	248		
55	49	252	289	509
	54	268		
	58	281		
60	49	283	315	557
	54	302		
	58	316		
65	54	337	342	604
70	58	391	369	653

Fundering af altanvanger + trappemidtervægge

b = 40	h ≈ 60	197 kN/m	216 kN/m
--------	--------	----------	----------

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

2.1.2 Bæreevne for punktfundament $\varnothing 110$

Det forudsættes at ler-tilfældet er dimensionsgivende

$$\frac{Q}{A} = c_{u,r} \cdot N_c^{\circ} \cdot S_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} + \bar{q} \quad , \quad c_{u,k} = 215 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevnen $Q = 688 \text{ kN}$, excl egenvægt, lasttilf. 1.1

Bæreevnen $Q = 1228 \text{ kN}$, excl egenvægt, lasttilf. 3.1

2.1.3 Bæreevne for punktfundament $\varnothing 130$

Det forudsættes at ler-tilfældet er dimensionsgivende

$$\frac{Q}{A} = c_{u,r} \cdot N_c^{\circ} \cdot S_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} + \bar{q} \quad , \quad c_{u,k} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevnen $Q = 502 \text{ kN}$, excl egenvægt, lasttilf. 1.1

Bæreevnen $Q = 899 \text{ kN}$, excl egenvægt, lasttilf. 3.1

2.1.4 Bæreevne for punktfundament $230 \times 140 \text{ cm}$

Det forudsættes at lertilfældet er dimensionsgivende

$$\frac{Q}{A} = c_{u,r} \cdot N_c^{\circ} \cdot S_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} + \bar{q} \quad , \quad c_{u,k} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevnen $Q = 1940 \text{ kN}$, excl egenvægt, lasttilf. 1.1

MIKKELBORG

1963

2.1.5 Bæreevne for punktfundament $\varnothing 80$

Det forudsættes at lertilfældet er dimensionsgivende

$$\frac{Q}{A} = c_{u,r} \cdot N_c^{\circ} \cdot s_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} + \bar{q}, \quad c_{u,k} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevnen $Q = 316 \text{ kN}$, excl. egen vægt, lasttilf. 1.1

Bæreevnen $Q = 556 \text{ kN}$, excl. egen vægt, lasttilf. 3.1

2.1.6 Bæreevne for punktfundament $\varnothing 45$

Det forudsættes at lertilfældet er dimensionsgivende

$$\frac{Q}{A} = c_{u,r} \cdot N_c^{\circ} \cdot s_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} + \bar{q}, \quad c_{u,k} = 80 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevnen $Q = 41 \text{ kN}$, excl. egen vægt, lasttilfælde 1.1

2.1.7 Bæreevne for punktfundament 120×110

Det forudsættes at lertilfældet er dimensionsgivende

$$\frac{Q}{A} = c_{u,r} \cdot N_c^{\circ} \cdot s_c^{\circ} \cdot i_c^{\circ} + \bar{q}, \quad c_{u,k} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Bæreevnen $Q = 761 \text{ kN}$, excl. egen vægt, lasttilfælde 1.1

MIKKELBORG

1963

2.2 Bærende fundamenter

På de følgende sider er der en opgørelse over etagelasterne således at linjelasten for de bærende vægge og fundamenter udregnes for de enkelte modullinier. Der er udvalgt typiske eksempel på belastningsvariationer. Ved udregningerne er der skelnet mellem egenlast $[g]$ og nytte-
last $[P]$, således at den endelige sammentælling først sker tilsidst. Hvert skema indeholder en angivelse af lastkombination, belastningsbredde.

For den fundne belastning er angivet det valgte fundament betegnet ved

S.F. : stribefundament

P.F. : punktfundament

Tilsidst skal nævnes at fundamentets bæreevne er markeret ved " Q_e " og " Q ".

1963

S.12

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 1.3

BELASTNINGSBREDE : 3,6 m

SF. $b = 50\text{m}$, $h = 58\text{cm} \Rightarrow Q/e = 248\text{ kN/m} > g + p = 97,3 + 34,6 = 131,9\text{ kN}$

	g	Σg	p	reduceret $\times k_p$	$\Sigma k_p \cdot p$
Tag : $g = 1,01 \times 3,6$ Sne : $p = 0,75 \times 3,6$	3,63		2,70	4,05	
Hems , 2. sal $g = \frac{1,5}{5,05} \times 33 \times 2,1$ $p_1 = \frac{1,5}{5,05} \times 1,5 \times 2,1$ $p_2 = \frac{1,5}{5,05} \times 0,8 \times 2,1$	2,06		0,93 0,50	1,34 0,65	
Væg 2. sal	18,15				
Dæk over 1. sal $g = 3,3 \times 3,6$ $p_1 = 1,5 \times 3,6$ $p_2 = 0,8 \times 3,6$ badekabine : $g = 0,5$	11,88		4,80 2,88	7,20 3,74	
Væg 1. sal	12,10				
Dæk over stuen g p_1 p_2 badekabine , g	11,88		4,80 2,88	5,76 3,74	
Væg stuen	12,10				
		72,8			26,5
Dæk over kelder g p_1 p_2 badekabine , g	11,88		4,80 2,88	4,32 3,74	
Væg kelder	12,10				
		27,3			34,6

SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA

1963

S. 13 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 1. § (UDFOR TRAPPE) BELASTNINGSBREDE : 2,1

S.F. $b = 50 \text{ cm}$, $h = 58 \text{ cm} \Rightarrow Q/l = 248 \text{ kN/m} > g + P = 109,1 + 36,1 = 145,2 \text{ kN}$

	g	Σ g	P	reduceret P x k _p	Σ k _p x P
Tag : $g = 1,07 \times 3,6$ Sne : $p = 0,75 \times 3,6$	3,63		2,70	4,05	
Hems, 2. sal $g = \frac{2,8}{6,6} \times 3,3 \times 2,1$ $p_1 = \frac{2,8}{6,6} \times 1,5 \times 2,1$ $p_2 = \frac{2,8}{6,6} \times 0,8 \times 2,1$	2,94		1,33 0,71	2,0 0,92	
Væg, 2. sal	18,15				
Dæk over 1. sal $g = 3,3 \times 2,1$ $p_1 = 1,5 \times 2,1$ $p_2 = 0,8 \times 2,1$ badekabine g	6,93		3,15 1,68	4,72 2,18	
Trappe 1. sal g P	6,1		4,2	6,3	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stue g p ₁ p ₂ badekabine	6,93		3,15 1,68	3,77 2,18	
Trappe stuen g P	6,1		4,2	5,0	
Væg stuen	12,1				
Dæk over kælder $g = 4,8 \times 2,1$ p ₁ p ₂ badekabine	10,1	76,0	3,15 1,68	2,83 2,18	31,1
Væg kælder	22,5	109,1			36,1

J. MADSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV

969

S. 14 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 2.3 BELASTNINGSBREDE : 7,05 m

S.F $b = 50 \text{ cm}$, $h = 58 \text{ cm} \Rightarrow Q/l = 248 \text{ kN/m} > g + P = 154,2 + 64,2 = 218,4 \text{ kN/m}$

	g	Σg	P	reduceret P $\times k_p$	$\Sigma k_p \cdot P$
Tag : $g = 1,07 \times 7,05$ Sme : $P = 0,75 \times 7,05$	7,54		5,28	7,93	
Væg etage 3	6,9				
Dæk over 2. sal $g = 3,2 \times 6,9$ $P_1 = 3,85/5,05 \times 1,5 \times 6,9$ $P_2 = 3,85/5,05 \times 0,8 \times 6,9$ $P_3 = 1,20/5,05 \times 0,5 \times 6,9$	22,08		7,89 4,20 2,63	11,84 5,46 3,94	
Væg etage 2	12,1				
Dæk over 1. sal $g = 1,5 \times 6,9$ $P_1 = 0,8 \times 6,9$ badekabine : $g = 2 \times 0,5$	22,08		10,35 5,52	8,28 5,46	
Væg etage 1	12,1				
Dæk over stuen $g = 1,5 \times 6,9$ $P_1 = 0,8 \times 6,9$ badekabine	22,08		10,35 5,52	6,21 5,46	
Væg stue etage	12,1	119,0			54,6
Dæk over kelder $g = 1,5 \times 6,9$ $P_1 = 0,8 \times 6,9$ badekabine	22,08		10,35 5,52	4,14 5,46	
Væg kelder	12,1	154,2			64,2

J. A. SORENSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

1963
S.15

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 2.3 (UDFOR TRAPPE) BELASTNINGSBREDDE : 3,15 m

S.F $b = 50 \text{ cm}$, $h = 58 \text{ cm} \rightarrow q/l = 248 \text{ kN/m} > g + p = 126,2 + 54,8 = 181,0 \text{ kN}$

	g	Σ g	p	reduced p x fp	Σ fp + p
Tag : $1,07 \times 4,95$ Sue : $0,75 \times 4,95$	5,30		3,71	5,57	
Dæk over 2. sal $g = 1,5/6,6 \times 3,2 \times 6,9$ $p_1 = 1,5/6,6 \times 1,5 \times 6,9$ $p_2 = 1,5/6,6 \times 0,8 \times 6,9$	5,0		2,35 1,25	3,52 1,62	
Væg 2. sal	18,0				
Dæk over 1. sal $g = 3,2 \times 3,4$ $p_1 = 1,5 \times 3,4$ $p_2 = 0,8 \times 3,4$	10,9		5,1 2,72	7,65 3,53	
badekabine	0,5				
Trappe 1. sal g p	6,1		4,2	6,3	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g p p2	10,9		5,1 2,72	6,12 3,53	
badekabine	0,5				
Trappe stuen g p	6,1		4,2	5,04	
Væg stuen	12,1				
		87,5			42,9
Dæk over kelder $g = 4,8 \times 2,1$ p p2	10,1		5,1 2,72	4,59 3,53	
Trappe kelder g p	6,1		4,2	3,78	
Væg kelder	22,5				
		126,2			54,8

J. ANDERSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

1963

S.16 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 3.1 BELASTNINGSBREDE : 6,9 m

S.F $b = 55 \text{ cm}$, $h = 58 \text{ cm} \Rightarrow Q/2 = 981 \text{ kN/m} > g + P = 168,1 + 69,4 = 237,5 \text{ kN}$

	g	Σg	P	reduced P $\times \frac{P}{P}$	$\Sigma P \times P$
Tag $1,07 \times 6,9$ Sme $0,75 \times 6,9$	7,4		5,17	7,76	
Væg over 2. sal $6,7/11,6 \times 12,1$	7,0				
Dæk over 2. sal $g = 6,7/11,6 \times 3,2 \times 6,8$ $P_1 = 6,7/11,6 \times 1,5 \times 6,8$ $P_2 = 6,7/11,6 \times 0,8 \times 6,8$	12,6		5,90 3,14	8,85 4,08	
Væg 2. sal $g = \frac{1}{2} \times (18,0 + 12,1)$	15,1				
Dæk over 1. sal $g = 3,2 \times 6,8$ $P_1 = 1,5 \times 6,8$ $P_2 = 0,8 \times 6,8$	21,8		10,2 5,44	12,24 7,07	
badekabines $2 \times 2,3$	4,6				
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g P_1 P_2 badekabines	21,8 4,6		10,2 5,44	9,18 7,07	
Væg stuen	12,1	119,1			56,2
Dæk over kælders $g = 4,8 \times 6,9$ P_1 P_2 badekabines	33,1 4,6		10,2 5,44	6,12 7,07	
Væg kælders	11,3	168,1			69,4

J. PEDERSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

S.17

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 3.1

BELASTNINGSBREDDE : 6,9 m

S.F. $b = 55 \text{ cm}, h = 58 \text{ cm} \Rightarrow Q/e = 509 \text{ kN} > g + P = 168,1 + 210,2 = 378,3 \text{ kN}$

	g	Σ g	P	reduceret P × k _r	Σ k _r · P
Tag 1,07 × 6,9	7,4				
Væg over 2. sal 6,7/11,6 × 12,1	7,0				
Dæk over 2. sal g = 6,7/11,6 · 3,2 · 6,8	12,6				
P ₁ = 6,7/11,6 · 1,5 · 6,8			5,90	2,95	
P ₂ = 6,7/11,6 · 0,8 · 6,8			3,14	3,14	
Væg 2. sal g = 1/2 · (18,0 + 12,1)	15,1				
Dæk over 1. sal g = 3,2 · 6,8	21,8				
P ₁ = 1,5 · 6,8			10,2	5,1	
P ₂ = 0,8 · 6,8			5,44	5,44	
Badekabiner 2.2.3	4,6				
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen					
g	21,8				
P ₁			10,2	5,1	
P ₂			5,44	5,44	
Badekabiner	4,6				
Væg i stue	12,1				
		119,1			
Dæk over kælder					
g = 4,8 × 6,9	33,1				
P ₁			10,2	5,1	
P ₂			5,44	5,44	
badekabiner	4,6				
Væg i kælder	11,3				
Nedstykningslast			172,5	172,5	
		168,1			210,2

SVANEVOLD
 RÅDGIVER
 2400 KØBENHAVN N

S.18

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE: 3.1 (KARUP) BELASTNINGSBREDE: 2,8

	g	Σ g	p	reduceret p × k _p	Σ k _p × p
Tag	1,07 × 2,8	3,0			
Sne	0,75 × 2,8		2,1	3,15	
Altangang (b = 1,2 m)					
	1,2 / 4,8 × 2,0 × 2,8		1,4	2,1	
Dæk over 1. sal		9,0			
	g = 3,2 × 2,8				
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stuen		9,0			
	g = 3,2 × 2,8				
	p ₁ = 1,5 × 2,8		4,2	6,3	
	p ₂ = 0,8 × 2,8		2,2	2,9	
Væg stuen		12,1			
Dæk stuen (terrændæk)		6,7			
	g = 2,4 × 2,8				
	p ₁ = 1,5 × 2,8		4,2	5,0	
	p ₂ = 0,8 × 2,8		2,2	2,9	
		51,9			22,4

J. PEDERSEN
 RINGENDE I BENTONIT
 SNAREVEJ 1, 2400 KØBENHÅVN NV

1968

S.19 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 5.1 (UDFOR TRAPPE) BELASTNINGSBREDEDE : ~ 4.2

P.F. 3 x Ø 110 : Q = 3 · 688 = 2064 kN > 7.5 × (152.5 + 53.2) = 1542 kN
 ↳ BELASTNINGSLÆNGDE

	g	Σ g	P	reduceret P × f _P	Σ P = P
Tag 1,07 × 4,2	4,49				
Øne 0,75 × 4,2			3,15	4,72	
Hems					
g = ~ 1/3 × 3,2 × 4,2	4,4				
P ₁ = ~ 1/3 × 1,5 × 4,2			2,1	3,15	
P ₂ = ~ 1/3 × 0,8 × 4,2			1,1	1,43	
Væg 3. sal	18,1				
Dæk over 2. sal					
g = 3,2 × 4,2	13,4				
P ₁ = 1,5 × 4,2			6,3	9,45	
P ₂ = 0,8 × 4,2			3,36	4,37	
badekabiner 2,0 + 2,3	4,3				
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal					
g	13,5				
P ₁			6,3	7,56	
P ₂			3,36	4,37	
badekabiner	4,3				
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen					
g	13,5				
P ₁			6,3	7,56	
P ₂			3,36	4,37	
badekabiner	4,3				
Væg stuen	12,1				
		116,7			45,1
Dæk over kelder					
g = 4,8 × 4,2	20,2				
P ₁			6,3	7,78	
P ₂			3,36	4,37	
badekabiner	4,3				
Væg kelder	11,3				
		152,5			53,2

SVANEVEJ 1, 2400, KØBENHAVN NV.
 RÅDGIVENDE INGENIØR- og ARKITEKBYRÅ
 A/S

S. 20

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 5.4 (UDFOR TRAPPE) BELASTNINGSBREDEDE : ~ 2.0

P.F. $3 \times \phi 130 =$ $Q = 3 \times 502 = 1502 \text{ kN} > 80 \times (137,2 + 44,2) = 1451 \text{ kN}$
 ↳ BELASTNINGSLÆNGDE

	g	Σ g	p	reduceret p x ft	Σ ft x p
Tag Sue	1,07 ~ 3,5 0,75 ~ 3,5	3,7			
Hems	g: $\frac{1}{2} \times 32 \times 1,5$ P1: $\frac{1}{2} \times 1,5 \times 1,5$ P2: $\frac{1}{2} \times 0,8 \times 1,5$	2,4	1,1 0,6	1,7 0,8	
Væg 3. sal		18,1			
Deck over 2. sal	g: $32 \times 2,0$ P1: $1,5 \times 2,0$ P2: $0,8 \times 2,0$	6,4	3,0 1,6	4,5 2,1	
Trappe	g P	6,1	4,2	6,3	
Væg 2. sal		12,1			
Deck over 1. sal	g P1 P2	6,4	3,0 1,6	3,6 2,1	
Trappe	g P	6,1	4,2	5,0	
Væg 1. sal		12,1			
Deck over stue	g P1 P2	6,4	3,0 1,6	2,7 2,1	
Trappe	g P	6,1	4,2	3,3	
Væg stue		12,1			
Deck over kelder	g P1 P2	6,4	3,0 1,6	1,8 2,1	
Trappe	g P1	6,1	4,2	2,2	
Væg kelder		26,7			
		137,2			44,2

J. JENSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØR
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N

S. 21

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 5,6 (VED PORT GENNEMGANG) BELASTNINGSBREDE : 3,75m

P.F 7 x Ø 130

$$Q = 7 \times 502 = 3514 \text{ kN} > 13,5 \times (141,7 + 49,7) = 2584 \text{ kN}$$

↳ BELASTNINGSLÆNGDE

	g	Σ g	p	reduceret p x fp	Σ fp x p
Tag Sme	1,07 x 3,75 0,75 x 3,75	4,0	2,8	4,2	
Hems		4,1			
g ~ 1/3 x 3,2 x 3,75			1,9	2,85	
p1 ~ 1/3 x 1,5 x 3,75			1,0	1,8	
p2 ~ 1/3 x 0,8 x 3,75					
Væg 3. sal		18,1			
Dæk over 2. sal					
g = 3,2 x 3,75		12,0			
p1 = 1,5 x 3,75			5,62	8,43	
p2 = 0,8 x 3,75			3,0	3,9	
badekabine	2,0				
Væg 2. sal		12,1			
Dæk over 1. sal					
g		12,0			
p1			5,62	6,74	
p2			3,0	3,9	
badekabine	2,0				
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stuen					
g = 3,2 x 2,1		6,7			
p1 = 1,5 x 2,1			3,15	2,83	
p2 = 0,8 x 2,1			1,68	2,18	
Væg stuen		12,1			
Skalmur stue + 1. sal		6,8			36,3
		104,0			
Dæk over kælderen					
g = 3,2 x 2,1		6,7			
g = 4,8 x 1,6		7,7			
p1 = 1,5 x 2,1			3,15	1,9	
p1 = 3,0 x 1,6			4,8	7,2	
p2 = 0,8 x 2,1			1,7	2,2	
p2 = 1 x 1,6			1,6	2,1	
badekabine	2,0				
Væg kælderen		21,3			49,7
		141,7			

J. JENSEN & SØN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N.

1961

S. 22 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 7.1 BELASTNINGSBREDE : 5,55

P.F. $2 \times \phi 110 +$
 $2 \times \phi 80$

$Q = 2 \times 688 + 2 \times 316 = 2008 \text{ kN} > 7 \times (175,9 + 70,5) = 1725 \text{ kN}$
 \rightarrow BELASTNINGSLÆNGDE

	g	Σg	P	reduceret P $\times P$	$\Sigma P \times P$
Tag Sme $1,07 \times 5,55$ $0,75 \times 5,55$	5,93		4,16	6,24	
Hems 3. sal g $\sim 1/3 \times 3,2 \times 5,55$ P ₁ $\sim 1/3 \times 1,5 \times 5,55$ P ₂ $\sim 1/3 \times 0,8 \times 5,55$	5,86		2,77 1,46	4,16 1,90	
Væg 3. sal	18,1				
Dæk over 2. sal g : $3,2 \times 5,55$ P ₁ : $1,5 \times 5,55$ P ₂ : $0,8 \times 5,55$ badekabiner $2 \times 2,3$	17,8		8,32 4,44	12,5 5,8	
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal g P ₁ P ₂ badekabiner	17,8		8,32 4,44	12,5 5,8	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g P ₁ P ₂ badekabiner	17,8		8,32 4,44	12,5 5,8	
Væg stuen	12,1				
		133,4			59,7
Dæk over kelder g : $4,8 \times 5,55$ P ₁ P ₂ badekabiner	26,6		8,32 4,44	5,0 5,8	
Væg kelder	11,3				70,5
		175,9 (162 \rightarrow 197)		(60 \rightarrow 86)	

J. MADSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØR
 SÅNEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N.

1963

S. 23 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 7.1

BELASTNINGSBREJDE : 5,55

PF. $\left. \begin{matrix} 2 \times \varnothing 110 + \\ 2 \times \varnothing 80 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$

$Q = 2 \times 12,28 + 2 \times 5,55 = 35,66 \text{ kN} > 7 \times (175,9 + 176) = 2463 \text{ kN}$

	g	Σ g	p	reduceret p x pf	Σ p x pf
Tag 1,07 x 5,55	5,93				
Hems, 3 sal g ~ 1/3 · 3,2 · 5,55	5,86				
P ₁ ~ 1/3 · 1,5 · 5,55			2,77	1,39	
P ₂ ~ 1/3 · 0,8 · 5,55			1,46	1,46	
Væg 3. sal	18,1				
Dæk over 2. sal g = 3,2 · 5,55	17,8				
P ₁ = 1,5 · 5,55			8,32	4,16	
P ₂ = 0,8 · 5,55			4,44	4,44	
Badekabiner 2x2,3	4,6				
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal g	17,8				
P ₁			8,32	4,16	
P ₂			4,44	4,44	
Badekabiner	4,6				
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g	17,8				
P ₁			8,32	4,16	
P ₂			4,44	4,44	
Badekabiner	4,6				
Væg i stuen	12,1				
Dæk over kælder g = 4,8 · 5,55	26,6				
P ₁			8,32	4,16	
P ₂			4,44	4,44	
Væg i kelder	11,3				
Ned styrtningslast			138,8	138,8	
		175,9		176	

J. PEDERSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØR
 SØMMEVEJ 11, 2450 KØBENHAVN N.

1963

S.24

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 8.1

BELASTNINGSBREDDE : 4,2

P.F. $3 \times \varnothing 110 \Rightarrow Q = 3 \times 688 = 2064 \text{ kN} > 8,10 \times (11,6 + 51,5) = 1545 \text{ kN}$

	g	Σg	P	reduceret P $\times \frac{1}{k_p}$	$\Sigma k_p \times P$
Tag Sue	1,07 \times 4,2 0,75 \times 4,2	4,5		4,72	
Hems					
g : 0,3 \times 3,2 \times 4,02	3,85		1,81	2,71	
P ₁ : 0,3 \times 1,5 \times 4,02			0,96	1,25	
P ₂ : 0,3 \times 0,8 \times 4,02					
Væg 3. sal	18,1				
Dæk over 2. sal					
g : 0,2 \times 4,02	12,04		6,02	9,05	
P ₁ : 1,5 \times 4,02			3,36	4,36	
P ₂ : 0,8 \times 4,02					
badekabines 2 \times 2,0	4,0				
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal					
g, incl. badekabines	16,9		6,02	7,24	
P ₁			3,36	4,36	
P ₂					
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen					
g, incl. badekabines	16,9		6,02	5,43	
P ₁			3,36	4,36	
P ₂					
Væg stuen	12,1				
		113,4			48,5
Dæk over kælders					
g, incl. badekabines	16,9		6,02	3,62	
P ₁			3,36	4,36	
P ₂					
Væg kælders	11,9				
		141,6			51,5

J. JENSEN
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N.
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA

1963

S.25 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 8.2 BELASTNINGSBREDDER : 5,7 m

S.F $b = 70\text{ cm}, h = 58\text{ cm} \Rightarrow Q/l = 369\text{ kN/m} > g + p = 147,8 + 69,6 = 217,4\text{ kN/m}$

	g	Σ g	p	reduced p × k _p	Σ k _p × p
Tag Sme	1,07 = 5,7 0,75 = 5,7	6,1	4,27	6,4	
Hems		5,3			
g :	0,3 × 3,2 = 5,52				
p ₁ :	0,3 = 1,5 = 5,52		2,48	3,72	
p ₂ :	0,3 × 0,8 = 5,52		1,52	1,72	
Væg 3. sal		18,1			
Dæk over 2. sal		17,66			
g	3,2 = 5,52				
p ₁	1,5 = 5,52		8,28	12,42	
p ₂	0,8 = 5,52		4,41	5,74	
Væg 2. sal		12,1			
Dæk over 1. sal		17,66			
g					
p ₁			8,28	9,94	
p ₂			4,41	5,74	
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stuen		17,66			
g					
p ₁			8,28	7,45	
p ₂			4,41	5,74	
Væg stuen		12,1			
		118,8			58,9
Dæk over kælder		17,66			
g					
p ₁			8,28	4,97	
p ₂			4,41	5,74	
Væg kælder		11,3			
		147,8			69,6

SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.
 RABRIGENDE INGENIØRER
 1986

S961

S.26 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 13.5 BELASTNINGSBREDE : $\rightarrow 3.6$
 + træppe

S.F. $b = 50\text{cm}, h = 58\text{cm} \Rightarrow q/e = 248\text{kN/m} > g + P = 112,9 + 43,4 = 156,3\text{kN}$

	g	Σg	P	reduced P $\times k_f$	$\Sigma k_f \cdot P$
Tag Sue	1,07 \times 5,25 0,75 \times 5,25	5,6	3,9	5,4	
Hævs, 2. sal g = 3,2 \times 3,6 P ₁ = 1,5 \times 3,6 P ₂ = 0,8 \times 3,6	11,5		5,4 2,9	8,1 3,7	
Væg 2. sal	13,1				
Dæk over 1. sal g = 3,2 \times 3,6 + badekabine P ₁ = 1,5 \times 3,6 P ₂ = 0,8 \times 3,6	11,5 2,3		5,4 2,9	6,5 3,7	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g P ₁ P ₂	13,8		5,4 2,9	4,8 3,7	
Væg stuen	12,1				
		87,0			36,4
Dæk over kældes g P ₁ P ₂	13,8		5,4 2,9	3,3 3,7	
Væg kældes	12,1				
		112,9			43,4

SVANEVEJ 1, 2400 KOBENHAVN N.V.
 FALLENBERG INGENIØRBYGNING

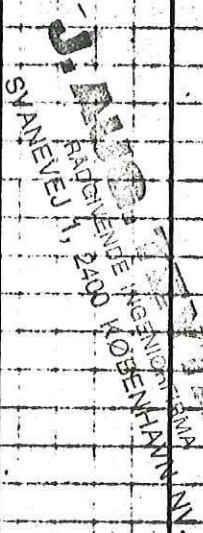
1963

S.27 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : $B \left(\begin{smallmatrix} \text{BÆRENDE} \\ \text{LÆNGDEVEG} \\ 13.2 - 13.9 \end{smallmatrix} \right)$ BELASTNINGSBREDDE :

S.F. $b = 50 \text{ cm}$, $h = 58 \text{ cm} \Rightarrow Q/e = 248 \text{ kN/m} > g + p = 149,6 + 66,9 = 216,5 \text{ kN}$

	g	Σg	p	reduceret p $\times k_p$	$\Sigma k_p \cdot p$
Tag Sue $1,07 \times 2,9$ $0,75 \times 2,9$	3,1		2,17	3,3	
Væg over heus	12,1				
Heus $g = 3,2 \times (2,5 + 3,6)$ $p_1 = 1,5 \times (2,5 + 3,6)$ $p_2 = 0,8 \times (2,5 + 3,6)$	19,5		9,15 4,88	13,7 6,3	
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal $g = 3,2 \times (2,5 + 3,6)$ $p_1 = 1,5 \times (2,5 + 3,6)$ $p_2 = 0,8 \times (2,5 + 3,6)$	19,5		9,15	11,0 6,3	
badekabine g	2,0				
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g (incl. badekabine) p ₁ p ₂	21,5		9,15	8,2 6,3	
Væg stuen	12,1				
		114,0			55,1
Dæk over køldes g p ₁ p ₂	21,5		9,15	5,5 6,3	
Væg køldes	14,1				
		149,6			66,9



1963

S. 28 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 14.3 BELASTNINGSBREDE : 4,95 m

P.F 1stk 110x120 Q = 761 kN > 2,0 (102,1 + 54,7) = 313,6 kN
 BELASTNINGSLÆNGDE

	g	Σ g	p	reduced p x fp	Σ fp x p
Tag Sne g = 1,07 x 4,95 p = 0,75 x 4,95	5,3		3,7	5,56	
Væg over hems	5,2				
Hems g ~ 1/2 x 3,2 x 4,95 p1 ~ 1/2 x 1,5 x 4,95 p2 ~ 1/2 x 0,8 x 4,95	7,9		3,7 2,0	5,56 2,6	
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal g = 3,2 x 4,95 p1 = 1,5 x 4,95 p2 = 0,8 x 4,95	15,8		7,2 3,84	10,8 5,0	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g p1 p2	15,8		7,2 3,84	8,64 5,0	
Væg stuen	12,1	86,3			43,2
Dæk over kældes g p1 p2	15,8		7,2 3,84	6,5 5,0	
		102,1			54,7

J. H. HANSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SØMMEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

1963

S. 29

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 15.1

BELASTNINGSBREDEDE : 6,9 m

P.F. 1 stk 230x140 => Q = 1940 kN > 6,0 * (135,4 + 72,8) = 1249 kN
↳ BELASTNINGSLÆNGDE

	g	Σ g	p	reduceret p x fp	Σ fp x p
Tag Sne	1,07 * 6,9 0,75 * 6,9	7,4	5,17	7,76	
Hems		7,7			
g	0,36 * 3,2 * 6,7		3,61	5,42	
P1	0,36 * 1,5 * 6,7		1,98	2,51	
P2	0,36 * 0,8 * 6,7				
Væg 2. sal		18,1			
Dæk over 1. sal		21,4			
g	3,2 * 6,7		10,05	15,07	
P1	1,5 * 6,7		5,36	6,97	
P2	0,8 * 6,7				
badekabiner 2 * 2,3		4,6			
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stuen		21,4			
g			10,05	12,06	
P1			5,36	6,97	
P2					
badekabiner		4,6			
Væg stuen		12,1			
		109,4			56,8
Dæk over kelder		21,4			
g			10,05	9,04	
P1			5,36	6,97	
P2					
badekabiner		4,6			
		135,4			72,8

J. M. JENSEN
RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N.W.

5961

S.30 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE: 16.1 BELASTNINGSBREDDE: 3,45

S.F b=50cm, h=63cm $\Rightarrow Q/l = 263 \text{ kN/m} > g+p = 122,4 + 38,7 = 161,1 \text{ kN/m}$

	g	Σg	p	reduced p $\times k_p$	$\Sigma k_p \times p$
Tag Sine	1,07 $\times 3,45$ 0,75 $\times 3,45$	3,7	2,6	3,4	
Hems over 2. sal	$g \sim \frac{1}{2} \times 3,2 \times 3,45$ $p \sim \frac{1}{2} \times 1,5 \times 3,45$ $p_2 \sim \frac{1}{2} \times 0,8 \times 3,45$	5,5	2,6 1,4	3,9 1,0	
Væg (2. sal (+ skal mur))	23,6				
Dæk over 1. sal	$g = 3,2 \times 3,45$ $p = 1,5 \times 3,45$ $p_2 = 0,8 \times 3,45$	11,0	5,2 2,8	7,8 3,6	
Væg 1. sal	15,7				
Dæk over stuen	g p p_2	11,0	5,2 2,8	6,3 3,6	
Væg stuen	15,7				
		86,2			30,4
Dæk over kælders	g p p_2	11,0	5,2 2,8	4,7 3,6	
Væg kælders	25,2				
		122,4			38,7

SÅNENET 1:240
 KØBENHAVN
 N.V.

1963

S.31 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 18.1 BELASTNINGSBREDDE : $\rightarrow 7,2\text{ m}$ S.F. $b = 70\text{ cm}$, $h = 78\text{ cm} \Rightarrow Q/e = 369\text{ kN/m} > g + P = 182,5 + 84,9 = 267,4\text{ kN/m}$

	g	Σg	P	reduceret P $\times \frac{P}{P}$	$\Sigma P \times P$
Tag Sme	$1,07 \times 7,2$ $0,75 \times 7,2$	7,7	5,4	8,1	
Hems		3,5			
g	$0,3 \times 3,2 \times 36$				
P ₁	$0,3 \times 1,5 \times 36$		1,62	2,43	
P ₂	$0,3 \times 0,8 \times 36$		0,86	1,12	
Væg 3. sal		18,1			
Dæk over 2. sal		22,4			
g	$3,2 \times 7,0$				
P ₁	$1,5 \times 7,0$		10,5	15,75	
P ₂	$0,8 \times 7,0$		5,6	7,28	
badekabine	2,3	2,3			
Væg 2. sal		12,1			
Dæk over 1. sal		26,7			
g, incl. badekabiner (2 stk)					
P ₁			10,5	12,6	
P ₂			5,6	7,28	
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stuen		26,7			
g incl badekabine					
P ₁			10,5	9,45	
P ₂			5,6	7,28	
Væg stuen		12,1			
		143,7			71,3
Dæk over kælders		26,7			
g incl. badekabiner					
P ₁			10,5	6,3	
P ₂			5,6	7,28	
Væg kælders		12,1			
		182,5			84,9

S. JENSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFRMA
 N.N.
 SIANEVJ 1, 2400 KØBENHAVN N.

1963

S. 32

BEREGNING AF LODRET LAST

[kN/m]

MODULLINIE : 18.1 (UDFOR TRAPPE) BELASTNINGSBREDE : $\rightarrow 6,9$ S.F. $b = 70 \text{ cm}$, $h = 78 \text{ cm} \Rightarrow Q/e = 369 \text{ kN/m} > g + p = 202,4 + 101,9 = 304,3 \text{ kN}$

	g	Σg	p	reduceret p $\times k_p$	$\Sigma k_p \cdot p$
Tag Sne	$1,07 \times 6,9$ $0,75 \times 6,9$	7,4	5,17	7,76	
Hems					
g	$0,3 \times 3,2 \times 6,9$	6,6			
P ₁	$0,3 \times 1,5 \times 6,9$		3,1	4,65	
P ₂	$0,3 \times 0,8 \times 6,9$		1,65	2,15	
Væg 3. sal	18,1				
Dæk over 2. sal					
g	$3,2 \times 6,9$	22,1			
P ₁	$1,5 \times 6,9$		10,35	15,52	
P ₂	$0,8 \times 6,9$		5,52	7,18	
badekabine	2,3	2,3			
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal					
g incl badekabines (2 stue)	26,4				
P ₁			10,35	12,42	
P ₂			5,52	7,18	
Trappe g	6,1				
P			4,2	6,3	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen					
g incl badekabine	26,4				
P ₁			10,35	9,31	
P ₂			5,52	7,18	
Trappe g	6,1				
P ₁			4,2	5,04	
Væg stuen	12,1				
Dæk over kælder		157,8			84,7
g incl badekabines	26,4				
P ₁			10,35	6,21	
P ₂			5,52	7,18	
Trappe g	6,1				
P ₁			4,2	3,78	
Væg kælder	12,1	202,4			101,9

SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.
 BUREAU F. INGENIØRTEKNIKKEN

S961

S.33 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 20.1 (VÆG + ALTANVANGE) BELASTNINGSBREDDE : $3,6 + 3,1$ mS.F. $b=60, h=85 \Rightarrow Q/e = 315 \text{ kN/m} > g+P = 185,5 + 74,3 = 259,8 \text{ kN/m}$

	g	Σg	P	reduceret P $\times f_p$	$\Sigma f_p \times P$
Tag	$1,07 \times 3,6$	3,85			
Sne	$0,75 \times 3,6$		2,7	4,05	
Væg + altanvange over altan over 2. sal	16,0				
Dæk over 2. sal		11,5			
g	$3,2 \times 3,6$				
P ₁	$1,5 \times 3,6$		5,4	8,1	
P ₂	$0,8 \times 3,6$		2,9	3,7	
Altan over 2. sal		16,4			
g	$5,3 \times 3,1$				
P	$2,6 \times 3,1$		8,1	12,1	
P ₂	$0,3 \times 3,1$		0,9	1,2	
Væg + altanvange 2. sal	16,0				
Dæk over 1. sal		11,5			
g					
P ₁			5,4	6,5	
P ₂			2,9	3,7	
Altan over 1. sal		16,4			
g					
P			8,1	9,7	
P ₂			0,9	1,2	
Væg + altanvange 1. sal	16,0				
Dæk over stuen		11,5			
g					
P ₁			5,4	4,9	
P ₂			2,9	3,7	
Altan over stuen		16,4			
g					
P			8,1	7,3	
P ₂			0,9	1,2	
Væg + altanvange stuen	16,0				
Dæk over kælders		11,5			
g					
P ₁			5,4	3,2	
P ₂			2,9	3,7	
Væg kælders	22,5	185,5			74,3

JENSEN & PARTNER
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SØMMEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N.W.

1963

S. 34

BEREGNING AF LODRET LAST

[kN/m]

MODULLINIE : 21.2 (UDFOR TRAPPE) BELASTNINGSBREDDE : 3.45

S.F. $b=60, h=55 \Rightarrow q/e = 302 \text{ kN/m} > g+p = 145,9 + 63,0 = 208,9 \text{ kN/m}$

	g	Σg	p	reduceret p $\times k_p$	$\Sigma k_p \cdot p$
Tag Sne	1,07 \times 3,45 0,75 \times 3,45	5,3			
			3,7	5,6	
Hems:		5,5			
g:	$\frac{1}{2} \times 3,2 \times 3,45$		2,6	3,9	
P ₁ :	$\frac{1}{2} \times 1,5 \times 3,45$		1,4	1,8	
P ₂ :	$\frac{1}{2} \times 0,8 \times 3,45$				
Væg 3. sal		12,1			
Dæk over 2. sal					
g:	$3,2 \times 3,45$	11,05			
P ₁ :	$1,5 \times 3,45$		5,2	7,8	
P ₂ :	$0,8 \times 3,45$		2,7	3,6	
Trappe	g	6,1			
	p		4,2	6,3	
Væg 2. sal		12,1			
Dæk over 1. sal	g	11,05			
P ₁ :			5,2	6,3	
P ₂ :			2,7	3,6	
Trappe	g	6,1			
	p		4,2	5,0	
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stue	g	11,05			
P ₁ :			5,2	4,7	
P ₂ :			2,7	3,6	
Trappe	g	6,1			
	p		4,2	3,3	
Væg stue		12,1			
Dæk over kælder					
g:		11,05			
P ₁ :			5,2	3,1	
P ₂ :			2,7	2,2	
Trappe	g	6,1			
	p		4,2	2,2	
Væg kælder		12,1			
		145,9			63,0

SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N
 J. JENSEN
 BØRNEREGNINGEN
 MESSERHÅNEN
 1986

1963

S.35

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 02,1

BELASTNINGSBREDE : 6,9 m

S.F. $b = 60\text{cm}$, $h = 60 \Rightarrow Q/k = 315 \text{ kN/m} \times g + P = 185,6 + 85,6 = 271,2 \text{ kN/m}$

	g	Σg	P	reduced P $\times k_p$	$\Sigma k_p \times P$
Tag Sme	$1,07 \times 6,9$ $0,75 \times 6,9$	7,4	5,17	7,76	
Hems					
g	$0,36 \times 3,2 \times 6,7$	7,7			
P ₁	$0,36 \times 1,5 \times 6,7$		3,61	5,42	
P ₂	$0,36 \times 0,8 \times 6,7$		1,93	2,51	
Væg 3. sal		18,1			
Dæk over 2. sal					
g		21,4			
P ₁			10,05	15,07	
P ₂			5,36	6,97	
badekabines 2 = 2,3		4,6			
Væg 2. sal		12,1			
Dæk over 1. sal					
g incl badekabines		26,0			
P ₁			10,05	12,06	
P ₂			5,36	6,97	
Væg 1. sal		12,1			
Dæk over stuen					
g incl badekabines		26,0			
P ₁			10,05	9,04	
P ₂			5,36	6,97	
Væg stuen		12,1			
		147,5			72,8
Dæk over kelder					
g incl badekabines		26,0			
P ₁			10,05	6,03	
P ₂			5,36	6,97	
Væg kelder		12,1			
		185,6			85,8

J. PEDERSEN
 RÅDGIVENDE INGENIØR
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN N.

1963

S. 36 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : 28.1 BELASTNINGSBREDDE : 5.7 m

S.F. $b = 50 \text{ cm}, h = 52 \text{ cm} \Rightarrow q_e = 236 \text{ kN/m} > g + P = 112,1 + 58,8 = 170,9 \text{ kN/m}$

	g	Σg	P	reduceret P $\times k_p$	$\Sigma k_p \times P$
Tag Sue $g = 1,07 \times 5,7$ $P = 0,75 \times 5,7$	6,1		4,3	6,4	
Væg over kems	6,0				
Kems $g \sim \frac{1}{2} \times 3,2 \times 5,7$ $P_1 \sim \frac{1}{2} \times 1,5 \times 5,7$ $P_2 \sim \frac{1}{2} \times 0,8 \times 5,7$	9,1		4,3 2,3	6,45 3,0	
Væg 2. sal	12,1				
Dæk over 1. sal $g = 3,2 \times 5,7$ $P_1 = 1,5 \times 5,7$ $P_2 = 0,8 \times 5,7$	18,2		8,6 4,6	12,9 6,0	
Væg 1. sal	12,1				
Dæk over stuen g P_1 P_2	18,2		8,6 4,6	10,3 6,0	
Væg stuen	12,1				
		93,9			45,0
Dæk over kelder g P_1 P_2	18,2		8,6 4,6	7,74 6,0	
		112,1			58,8

JENSEN & PARTNER
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV

1963

S.37 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]
 MODULLINIE : ALTAN-VANGE BELASTNINGSBREDE : 7,05 m

S.F. $b = 60\text{cm}$, $h = 58\text{cm} \Rightarrow q/l = 315\text{kN/m} > g + P = 168,9 + 70,5 = 239,4\text{kN}$

	g	Σ g	P	reduceret P x k _p	Σ k _p x P
Kraftigst belastede altanvange : linie 12.1					
Bundet belastningsbredde = $\frac{1}{2} \times (7,2 + 6,9) = 7,05\text{ m}$					
Vange over første altan: $g = 4 \times 2,0$	8,0				
Altan over 2. sal $g = 5,3 \times 6,7$ $P = 2,6 \times 6,7$ $P_2 = 0,3 \times 6,7$	35,5		17,42 2,0	26,13 2,6	
Vange 2. sal $g = 4 \times 2,8$	11,2				
Altan over 1. sal g P P ₂	35,5		17,42 2,0	20,90 2,6	
Vange 1. sal g	11,2				
Altan over stuen g P P ₂	35,5		17,42 2,0	15,68 2,6	
Vange stuen g	11,2				
Altan-vange - fundaments- væg $g = 80 \times 2,6$	20,8				
		168,9			70,5

J. JENSEN & SØN
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

1963

S.38 BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

MODULLINIE : ALTAN - VANGE BELASTNINGSBREDE : 4,2 m

S.F. $b = 40\text{cm}, h = 60\text{cm} \Rightarrow Q/l = 197\text{ kN/m} > g + P = 123,6 + 40,5 = 164,1\text{ kN/m}$

	g	Σ g	P	reduceret P x k _{FP}	Σ k _{FP} x P
Vange over første altan: g = 4,0 x 2,0	8,0				
Altan over 2. sal g = 5,3 x 3,85 P = 2,6 x 3,85 P ₂ = 9,3 x 3,85	20,4		10,0 1,15	15,0 1,5	
Vange 2. sal g = 4,0 x 2,8	11,2				
Altan over 1. sal g P P ₂	20,4		10,0 1,15	12,0 1,5	
Vange 1. sal g	11,2				
		71,2			30,0
Altan over stuen g P P ₂	20,4		10,0 1,15	9,0 1,5	
Vange stuen	11,2				
Altan - vange - fundaments- væg g = 8,0 x 2,6	20,8				
		123,6			40,5

RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

1963

S.39

BEREGNING AF LODRET LAST [kN/m]

TRAPPE
MODULLINIE : MIDTERVÆG BELASTNINGSBREDDE :S.F. $b=40\text{cm}$, $h=60\text{cm} \Rightarrow Q/e = 197\text{ kN/m} > g+P = 75,6+6,7 = 82,3\text{ kN/m}$

	g	Σg	P	reduceret P $\times k_P$	$\Sigma k_P \times P$
Ved 4-etages del af huset :					
Væg, 3. sal	8,1				
Væg, 2. sal	16,4				
Trappeløb, 2. sal $g = \frac{1}{2} \times 14 \times 0,5 = 3,5$ $P = \frac{1}{2} \times 1,05 \times 3,0$	1,05		1,6	0,4	
Væg, 1. sal	16,4				
Trappeløb, 1. sal g P	1,05		1,6	1,02	
Væg, stuen	16,4				
Trappeløb, stuen g P	1,05		1,6	1,44	
Indgangsrejser $g = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 5,4$ $P = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 3,0$	4,05		0,25	0,9	
		64,5			6,7
Væg kelder	10,1				
		75,6			6,7

MIKKELBORG

1963

2.3 Fundamentsbjælker

Tværsnit $0,50 \times 0,40$ m, beton 20 MN/m^2 ,

$h_e = 363$ mm

Største spændvidde

$l = 4$ m

Største belastning "g" modullinie 5.4

$$g = 6,4 + 6,1 + 26,7 = 39,2 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 39,2 \cdot 4^2 = 78 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = M_{\dot{z}} = \frac{1}{2} \cdot M_0 = \frac{1}{2} \cdot 78 = 39 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{M_r}{b \cdot h_e^2 \cdot \sigma_{br}} = \frac{39 \cdot 10^6}{500 \cdot 363^2 \cdot 11,1} = 0,053 \Rightarrow \Phi = 0,050$$

$$\text{nød } A_a = \frac{0,050 \cdot 500 \cdot 363 \cdot 11,1}{400} = 251 \text{ mm}^2 < 307 \text{ mm}^2$$

Hovedarmering $\sim 2 \times T14$

$$R = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 39,2 = 78,4 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{78,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 500 \cdot 363} = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{betonbidrag } \frac{1}{2} \cdot 0,78 = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

bidrag fra bøjlearmning R7 pr 200

$$\frac{A_t \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot a_{t0}} = \frac{77 \cdot 171}{500 \cdot 200} = 0,13 \text{ N/mm}^2 > 0,09 \text{ N/mm}^2$$

MIKKELBORG

1963

2.4 Fritbærende gulve

Fritbærende gulve afleverer last, dels til randfunda-
menter, dels til $\varnothing 45\text{cm}$ punktfundamenter. Punkt-
fundamentene anbringes indbyrdes med en
max. afstand på $2,4\text{m}$. Pladerne vil derfor kunne
sidestilles med enkeltspændte plader med en
spændvidde svarende til den fri afstand mellem
punktfundamentene.

Pladen udføres i 10cm tykkelse.

KKL III Milyøkl.C, Beton 15

$$h_e = 100 - 15 - 10 = 75\text{mm}$$

$$\text{last} : 5,6\text{ kN/m}^2$$

$$m = \frac{1}{8} \cdot 5,6 \cdot 2,4^2 = 4,0\text{ kNm/m}$$

$$\mu = M_r : (b \cdot h_e^2 \cdot \delta'_{br}) = 4,0 \cdot 10^6 : (10^3 \cdot 75^2 \cdot 6,8) = 0,105$$

$\Rightarrow \Phi = 0,113$

Som armering anvendes $\varnothing 8$ pr 200 , jærdig-
svejste net af koldtrukket profileret thomasstål
med karakteristisk flydespænding = 520 MN/m^2

$$\text{nødv } A_a = \frac{\Phi \cdot b \cdot h_e \cdot \delta'_{br}}{\sigma_{ar}} = \frac{0,113 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot 6,8}{325} \Rightarrow$$

$$\text{nødv } A_a = 177\text{ mm}^2/\text{m} < 251\text{ mm}^2/\text{m}$$

MIKKELBORG

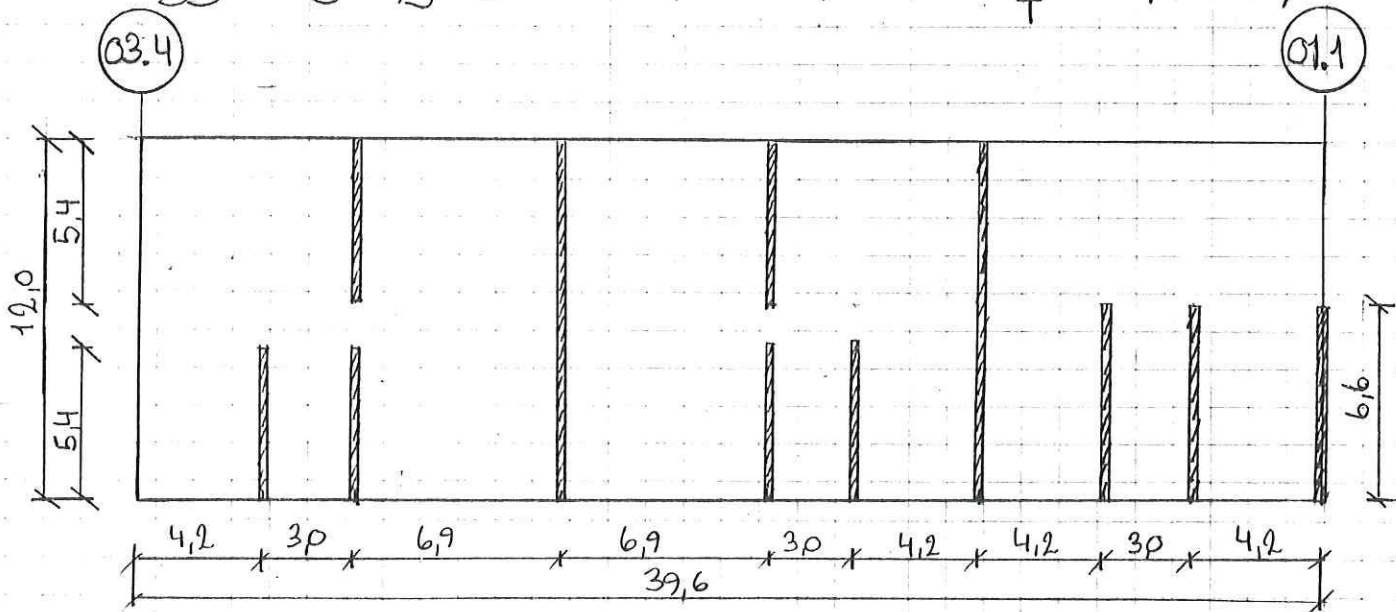
1963

3 Stabilitet

3.1 Tværstabilitet

Vindlasten skønnes at blive dimensionerende, altså lastkombination 1.2: Vind på tom bygning.

Bygningshøjde 12m, $z_0 = 0,01 \Rightarrow q = 0,95 \text{ kN/m}^2$



Overstående skitse viser det første bygning-afsnit, med de 18 cm bærende, tværafstivende vægge.

Snit i dæk over kelder

$$\text{Vindmoment} = M_{v,r}^{\max} = \frac{1}{2} \cdot 0,95 \cdot 1,5 \cdot 12,0^2 = 103 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_{v,r} = 103 \cdot 39,6 = 4079 \text{ kNm}$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

Påvirkningen fordeles på de tværgående vægge i forhold til bl^2 (som et "gennemsnit" af bøjningsstivheden $b \cdot l^3$ og forskydningsstivheden $b \cdot l$).

Belastningerne fordeles på følgende måde

5 vægge á 5,4 m	~	26% ~ 5,2% pr væg
3 vægge á 6,6 m	~	23% ~ 7,6% pr væg
2 vægge á 12 m	~	51% ~ 25,5% pr væg

Det gælder at egenvægten skal kunne optage det væltende moment.

Tryknormal-spændingen stammende fra egenvægten på en 5,4 m lang væg.

$$\delta_N = \underset{\substack{\rightarrow \\ \text{se. s.}}}{76} \cdot 10^3 : (180 \cdot 1000) = 0,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta_M = \frac{(4079 \cdot 5,2/100) \cdot 10^6}{1/6 \cdot 180 \cdot 5400^2} = 0,24 \text{ N/mm}^2 < \delta_N$$

MIKKELBORG

1963

3.2. Længdestabilitet.

Massekraften (1,5% af den samlede lodrette last) skønnes at blive dimensionerende, og lastkombination 2 skønnes dimensionerende fremfor lastkombination 1.2.

Det bygningsafsnit, der har færrest længdeafstivende vægge i forhold til bygningslængden, er blok 2 mellem modullinierne 20.1 og 23.6 (dvs. mellem dilatationsfuge i bygningen og portgennemgangen).

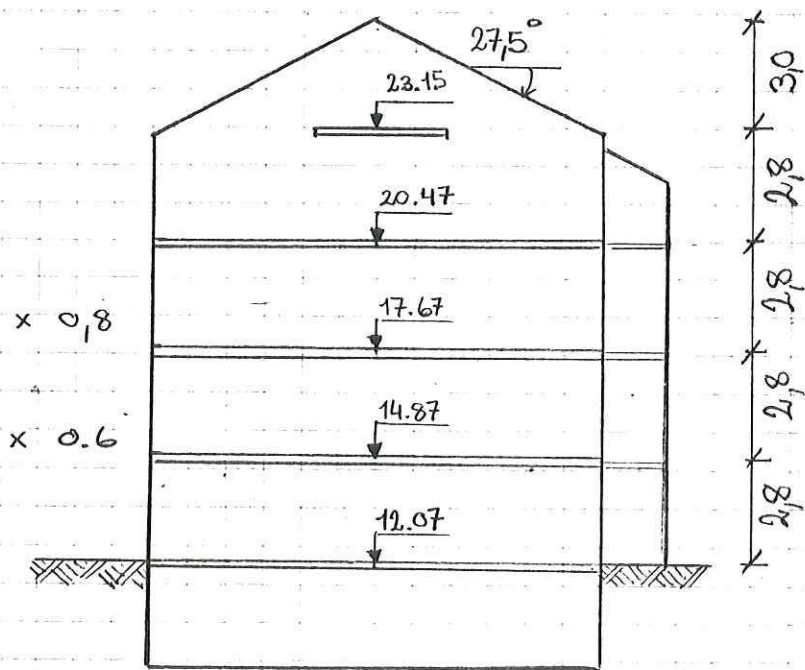
Der regnes med masselasten som vandret, veltende belastning; bygningsafsnittet kan p.g.a. beliggenheden ikke påvirkes af væsentlige vindkræfter på langs af bygningen.

Nedenfor er som afstivende vægge kun medregnet de indvendige længdevægge (trappeendevægge og projektionerne på bygningens længderetning af de tværvægge, der ikke står vinkelret herpå). Herudover findes der som afstivende vægge tunge facader i 5 fag.

MIKKELBORG

1963

Massekræfter



Σ af last	15% af Σ af last
1520 kN	22,8 kN
1090 kN	16,4 kN
8790 kN	131,9 kN
6610 kN	99,2 kN
4960 kN	74,4 kN
22970 kN	344,7 kN

Moment ved dæk over kelder :

$$\begin{aligned}
 M_v &= 22,8 \times 12,7 + 16,4 \times 11,2 + 131,9 \times 8,4 + 99,2 \times 5,6 + 74,4 \cdot 2,8 \\
 &= 289 + 184 + 1108 + 556 + 208 = 2345 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Påvirkningen fordeles på de langsgående vægge i forhold til δ_{br} og bl^2 (som et "gennemsnit" af bøjningsstivheden $b \times l^3$ og forskydningsstivheden $b \times l$). For facade elementerne gælder det at der er regnet med en trykstyrke der er 1,5 gange så lille som for indvendige vægelementer,

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

på grund af at facadeelementer er leca-beton og på grund af vindueshuller. Dørhuller regnes at dele elementer.

Følgende fordeling		$\alpha =$	%
20.1 - 20.3	facade		99
20.2 - 20.3	indv. trappeendevæg		4,5
20.3 - 21.1	facade		2,0
21.2 - 21.3	indv. trappeendevæg		4,5
22.2 - 23.1	facade		9,9
22.2 - 22.3	indv. trappeendevæg		4,5
23.3	indv.		1,8
23.4	indv.		6,0
23.4 - 23.5	indv. trappendevæg		2,7
23.3 - 23.4	facade		1,9
23.5	indv.		14,0
23.6	indv.		35,1
23,5 - 23.6	facade		2,0

Der regnes med at facadeelementerne og trappeendevæggene overfører det væltene moment til hovedskillevæggene ved øjeblikke samlinger og fiktionssamlinger.

$$e = \frac{2345}{344,7} = 6,8 \text{ m}$$

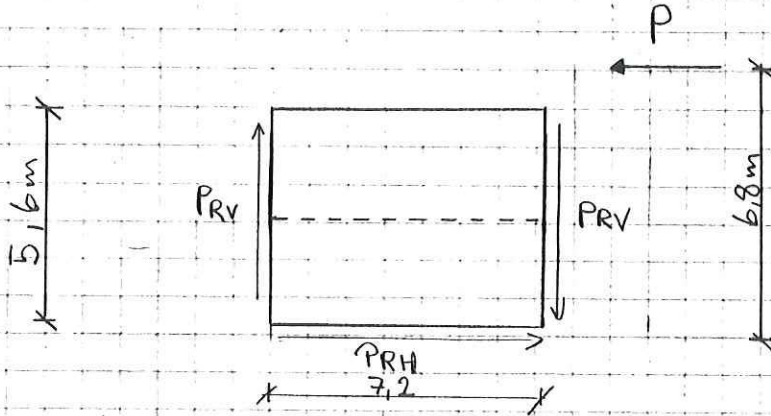
1986.09.01

MIKKELBORG

1963

Facade 20.1 - 20.3

I det der forudsættes at det væltende moment optages af de 2 neder

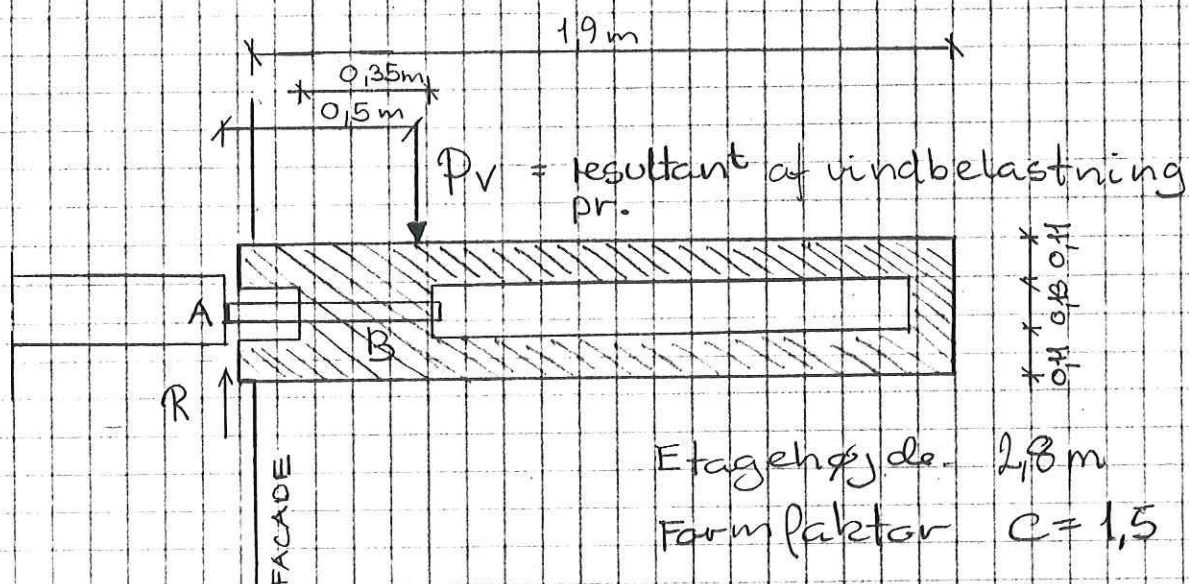


$$PRV = 344,7 \cdot 9,9/100 \cdot 6,8/7,2 = 32 \text{ kN}$$

Der er anbragt 8 stk øjebolte i pågældende fuger. Ifølge SBI-Rapport 97, "Keyed shear joints", vil fugen kunne optage omkring 200 kN

MIKKELBORG

3.3 Forankring af altanvange



Idet der regnes med at altanvangen kan føre resultanten af vindbelastningen ind til muret søjle, og der forudsættes 3 fastgørelser pr. etage fås

$$P_V = f \cdot q \cdot C \cdot A = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,5 \cdot (1,9 \cdot 2,8 / 3) = 3,6 \text{ kN} = R$$

Der kan ikke regnes med noget indspændningsmoment ved A. Det vil sige at samling mellem mursøjle og beslag skal kunne optage et moment

$$M_{\text{ind}} = 0,5 \cdot 3,6 = 1,8 \text{ kNm}$$

Vangen er hårdest belastet for oven, hvor belastningen af altanerne er mindst og vindbelastningen er størst. Belastningen fra mindste 1 altan er 9 kN

1986.09.01

1963

MIKKELBORG

Idet der regnes med en friktionskoeff. mellem mørtlen og beslag på 0,5 og vedhæftningsstyrken sættes til $\tilde{\sigma}_b = 0,6 \text{ N/mm}^2$ kan samlingen optage

$$p = 9 \cdot 0,5 \cdot 10^3 / 350 \cdot 130 + 0,6 = 0,7 \text{ N/mm}^2$$

Beslaget er 5×75 , og idet det forudsættes at mørtlen har en trykstyrke på $\tilde{\sigma}_{br} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ kan samlingen optage et moment

$$M = (0,7 \cdot 70 \cdot \frac{1}{2} \cdot 350 + 3,5 \cdot 5 \cdot 175) \cdot 175 \cdot 10^{-6} = 2,1 \text{ kNm} > M_{ind}$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

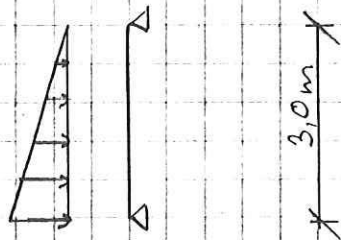
4. Konstruktionselementer

4.1.1 Kælder ydervæg, 18 cm

Hviletrykket på kældervæg

$$\bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_1 \cdot k^0, \quad \text{hvor } k^0 \approx 0,5$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$



$$\bar{\sigma}_3 = 21 \cdot 0,5 \cdot 3,0$$

$$= 31,5 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\max} = 0,064 \cdot 31,5 \cdot 3,0^2$$

$$= 18,1 \text{ kNm/m}$$

$$\mu = \frac{M_r}{b \cdot h_e^2 \cdot \sigma_{br}} = \frac{18,1 \cdot 10^6}{1000 \cdot 146^2 \cdot 11,1} = 0,076 \Rightarrow \mu = 0,074$$

$$\text{hød } A_a = \frac{0,074 \cdot 1000 \cdot 146}{2,7} = 400 \text{ mm}^2 < 517 \text{ mm}^2$$

~ Net Y7/150 + K10/300

4.1.2 Kælderydervæg, 37,5 cm

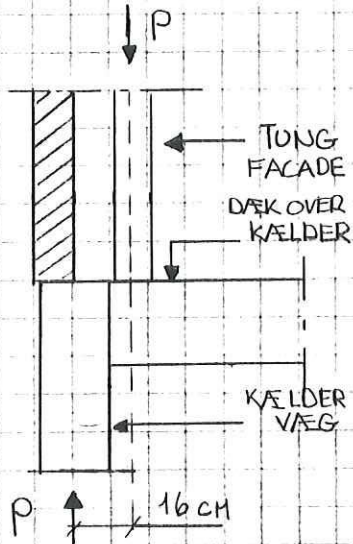
Uarmet kældervæg

$$\sigma_b = 18,1 \cdot 10^6 / \frac{1}{6} \cdot 37,5^2 \cdot 1000 = 0,77 \text{ N/mm}^2 < 2 \cdot \sigma_{br}$$

MIKKELBORG

1963

4.13. Konsoller under tunge facader



Konsollerne består af armeringsjern indstøbt i kældervæggene. Ved udstøbning af samlingen dæk/kældervæg bukkes armeringsjernene ned i udspæringer i dækket.

$$P = \begin{cases} \text{Belastning fra tag: } 2,9 \cdot 2,14 & = 6,2 \text{ kN/m} \\ \text{Belastning fra facader: } 11,2 \cdot 1,5 & = 16,8 \text{ kN/m} \\ \hline & 23 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$P =$

Pr konsol (2 stk for en 4,2 m væg)

$$R = \frac{1}{2} \cdot 4,2 \cdot 23 = 48,3 \text{ kN}$$

$$M = 48,3 \cdot 0,16 = 7,7 \text{ kNm}$$

$$h_e \approx 180 - 50 = 130 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{7,7 \cdot 10^6}{500 \cdot 130^2 \cdot 11,1} = 0,08 \Rightarrow \phi = 0,083$$

$$n\phi d A_a = \frac{0,083 \cdot 500 \cdot 130}{15,4} = 350 \text{ mm}^2 < 393 \text{ mm}^2$$

$\approx 5 \times R-10$

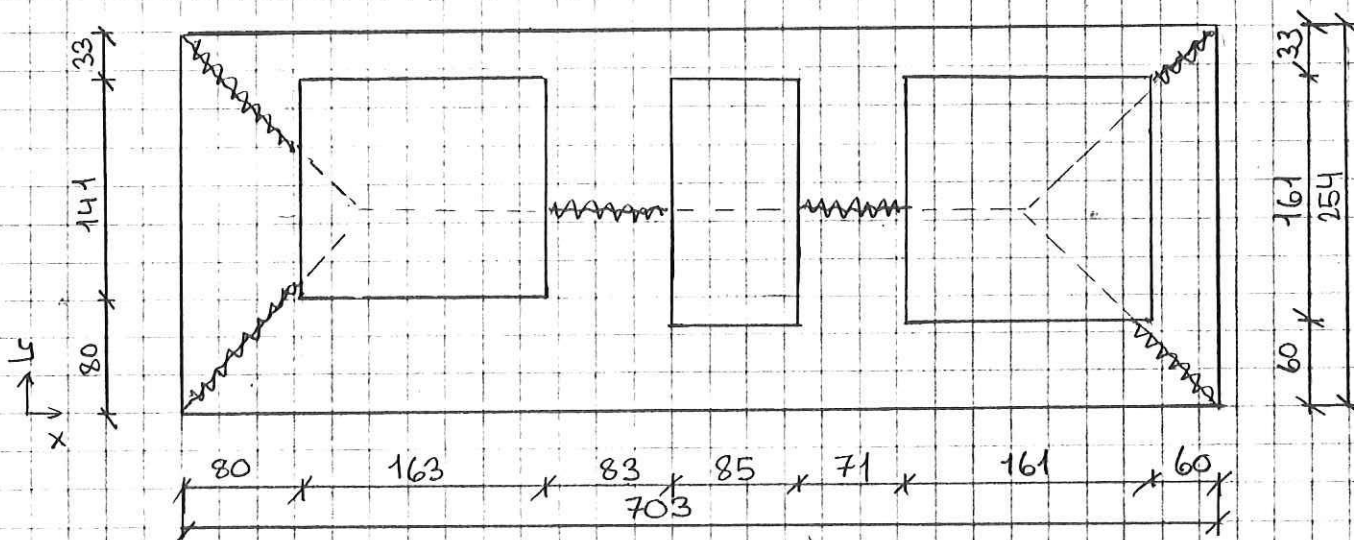
MIKKELBORG

1963

4.2.1 Facade, 10 cm

Vindtryk $q = 0,95 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow p_v = 0,7 \cdot 0,95 \cdot 15 = 0,99 \text{ kN/m}^2$

Svageste væg FE 7007 simpelt understøttet ved alle 4 rande.



Idet overstående brudfigur tænkes og $M_x = M_y$

$A_i = A_y$

$A_y = (8 \cdot 1,27 \cdot 1,27 \cdot \frac{1}{3} + 4,49 \cdot 2,54 \cdot \frac{1}{2}) \cdot q = 10,0 \cdot q$

$A_i \approx 4 \cdot M \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,27} + 4 \cdot M \cdot 0,6 \cdot \frac{1}{1,27} + M \cdot (0,83 + 0,71) \cdot \frac{1}{1,27}$
 $= 5,61 M$

$M_F = \frac{10}{5,61} \cdot 0,99 = 1,69 \text{ kNm/m}$

$h_e = 50 \text{ mm}$

$\mu = \frac{M}{b \cdot h_e^2 \cdot \sigma_{br}} = \frac{1,69 \cdot 10^6}{1000 \cdot 50^2 \cdot 8,3} = 0,081 \Rightarrow \Phi = 0,079$

nød $A_a = \frac{0,079 \cdot 1000 \cdot 50 \cdot 8,3}{400} = 81 \text{ mm}^2/\text{m} < 92 \text{ mm}^2/\text{m}$

~ FERRONET Ø4,2 PR. 150

MIKKELBORG

1963

4.2.2 Gavl, 15 cm

$h = 2,5 \text{ m}$, $\delta'_{bk} = 20 \text{ N/mm}^2$

$M_{\max} = 1/8 \cdot 0,99 \cdot 2,6^2 = 0,84 \text{ kNm}$

SE MODUL-LINIE 16.1 } $N_{\max} = 86,2 + 30,4 = 116,6 \text{ kN}$

$e = e_0 + e_1 + e_v = 5 + 35 + \left(\frac{0,84}{116,6}\right) \cdot 10^3 = 47 \text{ mm}$

Idet $l_s/i = \frac{2500}{150} \sqrt{12} = 58 > 25 \Rightarrow$ søjlevirkning

$N'_{sr} = \frac{(1 - 2e/t)^2 \cdot b \cdot t \cdot \delta'_{br}}{1 + \frac{12}{10^4} \left(\frac{l_s}{t}\right)^2} \Rightarrow$

$N'_{sr} = \frac{(1 - 2 \cdot 47/150)^2 \cdot 1000 \cdot 150 \cdot 11,1 \cdot 10^3}{1 + 12 \cdot 10^{-4} \cdot 16,6^2} = 174 \text{ kN}$

$> N_{\max}$

4.3 Bærende væg, 18 cm

$h = 2,5 \text{ m}$, $\delta'_{bk} = 20 \text{ N/mm}^2$

SE MODUL-LINIE 22.1 } $N_{\max} = 185,6 + 85,8 = 271,4 \text{ kN}$

$e = e_0 + e_1 = 5 + 35 = 40 \text{ mm}$

idet $l_s/i = \frac{2500}{180} \sqrt{12} = 48 > 25 \Rightarrow$ søjlevirkning

$N'_{sr} = \frac{(1 - 2 \cdot 40/180)^2 \cdot 1000 \cdot 150 \cdot 11,1 \cdot 10^3}{1 + 12 \cdot 10^{-4} \cdot 13,9^2} = 424 \text{ kN}$

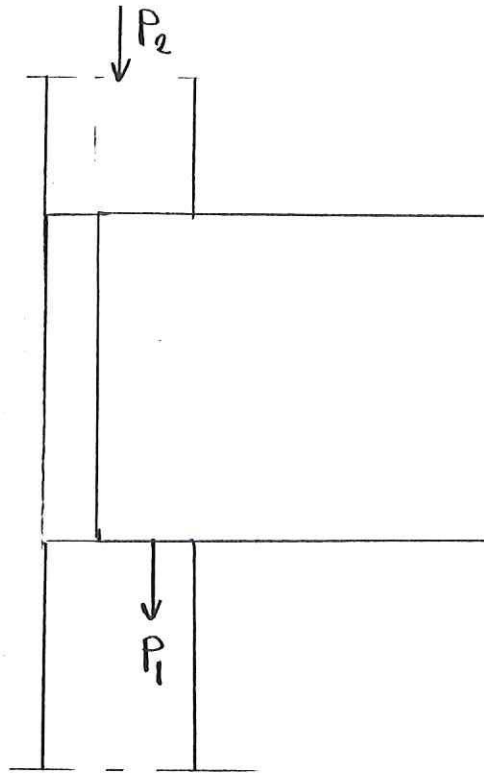
$> N_{\max}$

1986. 09. 01

1963

MIKKEL BORG

4.3.1

2x10 cm
VÆGGEDæk over
stue

$$P_1 = 24 \text{ kN}$$

$$e_1^1 = 30 \text{ mm}$$

$$P_2 = 85 \text{ kN}$$

$$e_1^2 = 15 \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{30 \cdot 24 + 15 \cdot 85}{109} = 18 \text{ mm}$$

$$N_{sr}' = \frac{(1 - 2 \cdot 21/100)^2 \cdot 10^3 \cdot 10^2 \cdot 7,9}{1 + 12 \cdot 25^2 \cdot 10^{-4}} = 151 \text{ N/mm}^2$$

$$> P_1 + P_2$$

$$e_r = \frac{2}{3} (18 + 5) + 5 = 21 \text{ mm}$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

4.4.1 Overligger for åbninger i sikringsrum.

T-bjælke, $h = 600$, $b_n = 200$, $b_\phi = 600$

Flange tykkelse $t = 215$

Største spandvidde: $3,2 \text{ m}$

Beton: 20 MN/m^2

Belastning (modullinie 3.1) 75%

$$g + p = (168,1 + 69,4) \cdot 0,75 = 178,3 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 178,3 \cdot 3,2^2 = 227 \text{ kNm}$$

$$M^+ = \frac{3}{5} \cdot 227 = 136 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{136 \cdot 10^6}{600 \cdot 565^2 \cdot 11,1} = 0,063 \Rightarrow \phi = 0,053$$

$$y_0 = 0,119 \cdot 565 = 67 \text{ mm} < t$$

$$A_a = \frac{0,053 \cdot 600 \cdot 565}{27} = 665 \text{ mm}^2 < 763 \text{ mm}^2$$

$\sim 3 \text{ K } 18$

$$M^- = \frac{2}{5} \cdot 227 = 91 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{91 \cdot 10^6}{200 \cdot 565^2 \cdot 11,1} = 0,128 \Rightarrow \phi = 0,110$$

$$A_a = \frac{0,110 \cdot 200 \cdot 565}{27} = 460 \text{ mm}^2 < 508 \text{ mm}^2$$

$\sim 2 \text{ K } 18$

$$R_z = \left(\frac{1}{2} \cdot 3,2 - 0,6 \right) \cdot 178,1 = 178 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{178 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 565 \cdot 200} = 175 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{betonbidraget } \frac{1}{2} \cdot 0,78 = 0,39 \text{ ''}$$

$$\frac{A_t \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot a_{to}} = \frac{157 \cdot 171}{200 \cdot 100} = 1,34 \sim 1,36 \text{ N/mm}^2$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

4.4.2 overligger for stor åbning i C3-lejlighederTværsnit $0,18 \times 0,365$, beton 20 MN/m^2 Spændvidde: $l = 2,6 \text{ m}$ Belastningsbredde: $\frac{1}{2} \times (2,2 + 5,0) = 3,6 \text{ m}$ Belastning: $3,2 + 1,5 \times 1,5 + 1,3 \times 0,8 + 0,8 = 7,3 \text{ kN/m}^2$ $M_0 = \frac{1}{8} \cdot (3,6 \times 7,3 + 1,6) \times 2,6^2 = 23,6 \text{ kNm}$ $M^+ = M^- = \frac{1}{2} \cdot 23,6 = 11,8 \text{ kNm}$

$$\mu = \frac{M_r}{b \cdot h_e^2 \cdot \beta_{br}} = \frac{11,8 \cdot 10^6}{180 \cdot 339^2 \cdot 11,1} = 0,05 \Rightarrow \Phi_I = 0,05$$

$$\text{nød } A_a = \frac{0,05 \cdot 180 \cdot 339 \cdot 11,1}{27} = 413 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2$$

$\sim 2 \text{ K}12$

$$R = \frac{1}{2} \cdot (3,6 \times 7,3 + 1,6) \cdot 2,6 = 36,2 \text{ kN}$$

$$\tilde{\sigma} = \frac{36,2 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 339 \cdot 180} = 0,66 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{betanbidrag } \frac{1}{2} \cdot 0,78 = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

bidrag fra bøjlearmning R7 pr 200

$$\frac{A_t \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot a_{to}} = \frac{77 \cdot 171}{180 \cdot 200} = 0,36 \text{ N/mm}^2 > 0,27 \text{ N/mm}^2$$

MIKKELBORG

1963

4.4.3 Betonbjælke for murværk over karnapper

Tværsnit $0,14 \times 0,215$, beton 20 MN/m^2

Spændvidde: $2 \times 3,85 \text{ m}$; kontinuert over mellemrum

Belastning = 11 cm skalmur, $h = 2,4 \text{ m}$

$$\Rightarrow 4,7 + 0,7 \text{ (egenvægt beton b.)} = 5,4 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 5,4 \cdot 3,85^2 = 10,0 \text{ kNm}$$

$$M_{\div} = \frac{2}{3} M_0 = 6,7 \text{ kNm}$$

$$M_{\max} = 0,7 M_0 = 7,0 \text{ kNm}$$

$$\rho = \frac{7,0 \cdot 10^6}{140 \cdot 180^2 \cdot 11,1} = 0,13 \Rightarrow \Phi = 0,14$$

$$\text{nød } A_a = \frac{0,14 \cdot 140 \cdot 180}{2,7} = 130 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2$$

~ 2K12

$$R = \frac{1}{2} \cdot 5,4 \cdot 3,85 = 10,4 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{10,4 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 140} = 0,45 \text{ N/mm}^2$$

betonbidrag = $0,39 \text{ N/mm}^2$

bidrag fra bøjlearmning R7 pr 300

$$\frac{A_t \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot a_{to}} = \frac{77 \cdot 171}{140 \cdot 300} = 0,31 \text{ N/mm}^2 > 0,06 \text{ N/mm}^2$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

4.4.4 Betonbjælke for murværk ved portgennemgange

Tværsnit $0,2 \times 0,35$, beton 20 MN/m^2 Spændvidde: $4,2 \text{ m}$ Belastning: 11 cm skalmur, $h = 5,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow 10,8 + 1,6 (\text{egenvægt betonb.}) = 12,4 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{1}{8} \cdot 12,4 \cdot 4,2^2 = 27,3 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{27,3 \cdot 10^6}{200 \cdot 325^2 \cdot 11,1} = 0,116 \Rightarrow \Phi = 0,128$$

$$n \phi d A_a = \frac{0,128 \cdot 200 \cdot 325}{27} = 308 \text{ mm}^2 < 339 \text{ mm}^2$$

$\sim 3 \text{ K12}$

$$R = \frac{1}{2} \cdot 12,4 \cdot 4,2 = 26,1 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{26,1 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 200 \cdot 325} = 0,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{betonbidrag} = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

bidrag fra bøjlearmning K6 pr 200

$$\frac{A_t \cdot \sigma_{ar}}{b \cdot a_{t0}} = \frac{57 \cdot 300}{200 \cdot 200} = 0,42 \text{ N/mm}^2 > 0,05 \text{ N/mm}^2$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

4.4.5 Forspændte konsolbjælker.

KB 700/300 over samlingslokale og væskerum, $l = 1035$
 belastningsbredde $b, 4$ m

Hvilende belastning (egenvægte),

med bjælkens egenvægt : $80,0$ kN/m

Bevægelig belastning : $21,0$ -

(dvs. \times partialkoefficient $1,5$,

halvdelen reduceret med faktor $0,8$: $28,0$ kN/m)

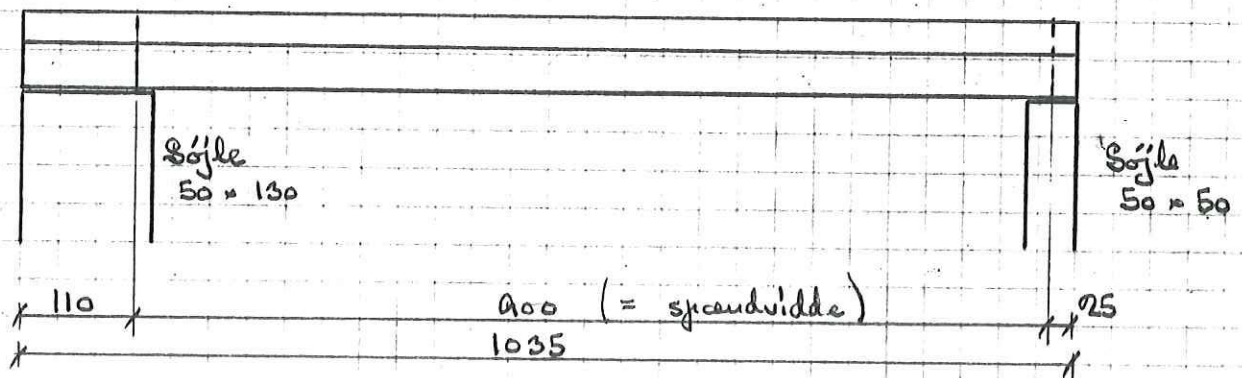
$$\Rightarrow q_{u,r} = 108 \text{ kN/m}$$

$$q_{u,b} = 101 \text{ kN/m}$$

Belastningen er ligeligt fordelt på begge sider af bjælken (ingen vridning).

Af den samlede belastning står godt halvdelen ovenpå bjælken (dvs. ikke på vederlagskonsollerne).

Udseende :



60
1986.09.01

MIKKELBORG

1963

$$M_{\bar{u},r} = \frac{1}{8} \times 108 \times 9,0^2 = 1093 \text{ kNm}$$

$$M_{\bar{u},k} = \frac{1}{8} \times 101 \times 9,0^2 = 1022 \text{ kNm}$$

2) KB 620 / 220

$$l = 524 \text{ eller } 498 \text{ cm}$$

belastningsbredde : 495 eller 360 cm

(bjælkerne armeres ens, svarende til største belastning)

tilslende belastning (egenvægt)

incl. bjælkenes egenvægt : 115 kN/m

Bevægelig belastning : 36 kN/m

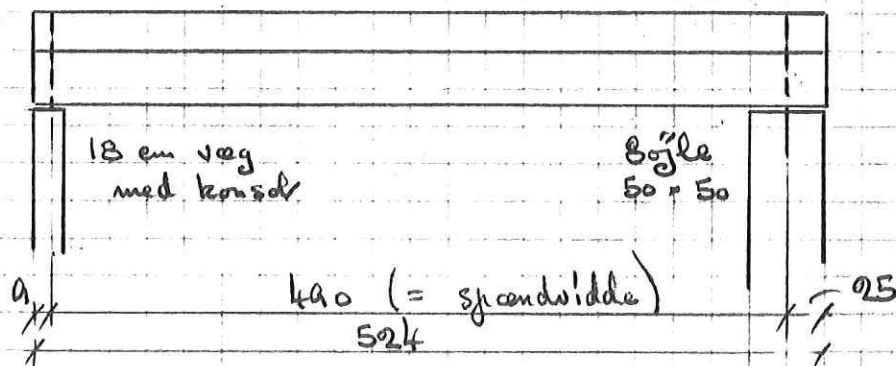
(dog, \times partalkoefficienter : 52 kN/m)

$$\Rightarrow q_{u,r} = 151 \text{ kN/m}$$

$$q_{u,k} = 167 \text{ kN/m}$$

Største delen af belastningen står ovenpå
bjælken

Undersøftninger :



MIKKELBORG

$$M_{0,r} = \frac{1}{8} \times 167 \times 4,9^2 = 500 \text{ kNm}$$

$$M_{0,k} = \frac{1}{8} \times 167 \times 4,9^2 = 453 \text{ kNm}$$

2) KB 520 / 220

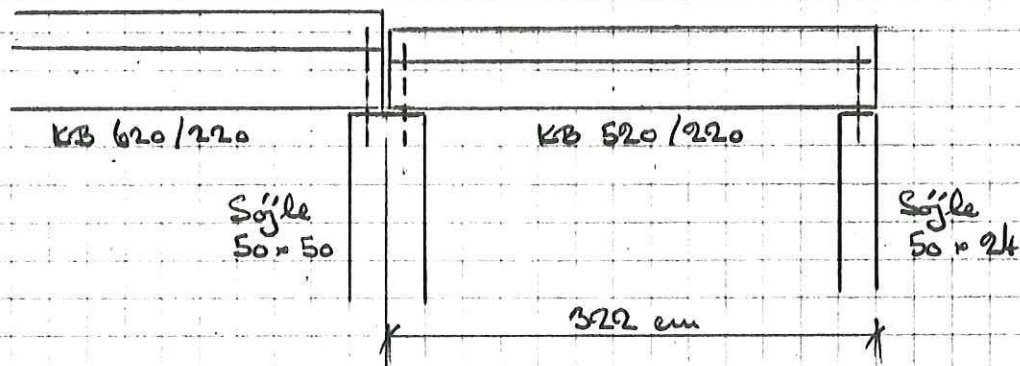
$$l = 322 \text{ cm}$$

belastningsbredde 4,95 m og 360 cm

Ca. samme belastninger (kN/m) som KB 620 / 220

Spændvidde 298 cm

Udstøbtninger:



$$M_{u,r} = \frac{1}{8} \times 167 \times 3^2 = 188 \text{ kNm}$$

$$M_{u,k} = \frac{1}{8} \times 151 \times 3^2 = 170 \text{ kNm}$$

De på tegningerne viste huller $\phi 100$ (over konsollerne) udstøbes i forbindelse med fuge-udstøbningen - og svækker altså ikke det 'færdige' bjælke tværsnit

MIKKELBORG

1963

4.5 Balustre ved altaner

Ref: DS 410, punkt 13.1.5

DS 412, feb 1976, punkt 4.1.1

Last: 0,4 kN/m

Udbøjningskriterium: $\frac{1}{200} l$, hvor l er udkrægningslængden (krav til ydervægge).

Afstand mellem balustre: 1,02 m

Udkrægningslængde: 1,05 m

Styrke:

$$M = 0,4 \cdot 1,5 \cdot 1,02 \cdot 1,05 = 0,64 \text{ kNm}$$

$$W_{\text{hødv.}} = 0,64 \cdot 10^6 : 173 = 3,71 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

□ $40 \times 40 \times 4$ har $W = 6,05 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$ og er altså styrkemæssigt overdimensioneret med en faktor 1,6.

Stivhed

$$u = \frac{1}{3} \frac{Pl^3}{EI} = \frac{1}{3} \frac{0,4 \cdot 1,02 \cdot 10^3 \cdot 1050^3}{0,21 \cdot 10^6 \cdot 0,121 \cdot 10^6} = 6,2 \text{ mm}$$

$$< \frac{1}{200} \cdot 2 \cdot 1050 = 10,5 \text{ mm}$$

□ $40 \times 40 \times 4$ er altså stivhedsmæssigt overdimensioneret med en faktor 1,7 i forhold til normernes krav.

H. Karlsmose

MIKKELBORG

1963

5. Tagkonstruktion

5.1 Tagkonstruktionens princip

Tagdækningen er tegl, oplagt på lagter. Lagterne ($38 \times 56 \text{ mm}$) hviler på spær, med indbyrdes afstand (afhængig af spændvidden) $65 \rightarrow 100 \text{ cm}$. Spærne bæres i kippen af en limtræsbjælke (fastgjort til denne ved BMF-bjælkesko; ved facaden enten af en 10-cm-betonbægvæg, eller af en limtræsbjælke (over lette facader).

Taget har et udhæng på ca 80 cm.

Hvor spærne spænder mere end 5,8 m indlægges et HE-profil i tagfladen, der spænder parallelt med limtræsbjælkerne.

Dimensioner for limtræsbjælker og spær bestemmes, udover af bæreevnen, også af, at nedbøjningen for et givet enkeltlement ikke ønskes større end 13 mm for bevægelig last.

Der forudsættes uklassificeret konstruktionstræ til spær og limtræsbjælker som T 300. Konstruktioner regnes som tilhørende fugtklasse I.

$$\left. \begin{array}{l} S_H = 19 \text{ N/mm}^2 \\ E_0 = 11000 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \text{ limtræ} \quad \left. \begin{array}{l} S_H = 10 \text{ N/mm}^2 \\ E_0 = 7000 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \text{ U.K.}$$

MIKKELBORG

5.2 Limtræ bjælker ved kip

1) $140 \times 300 \text{ mm}$

Maximal spændvidde $4,0 \text{ m}$ Maximal lastbredde $5,8 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 5,8 \times 2,14 \times 4,0^2$$

$$= 24,8 \text{ kNm}$$

 $140 \times 300 \text{ mm}$ kan optage $29,9 \text{ kNm}$

2) $140 \times 366 \text{ mm}$

Maximal spændvidde $7,0 \text{ m}$ Maximal lastbredde $3,3 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 3,3 \times 2,14 \times 7,0^2$$

$$= 49,3 \text{ kNm}$$

 $140 \times 366 \text{ mm}$ kan optage $59,6 \text{ kNm}$

3) $140 \times 466 \text{ mm}$

Maximal spændvidde $6,7 \text{ m}$ Maximal lastbredde $5,8 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 5,8 \times 2,14 \times 6,7^2$$

$$= 69,6 \text{ kNm}$$

 $140 \times 466 \text{ mm}$ kan optage $96,3 \text{ kNm}$

MIKKELBORG

5.3 Limtræbjælker ved facade

1) 90 × 400 mm

Maximal spændvidde = 7,2 m

Hertil svarende lastbredde = 2,2 m

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 2,2 \cdot 2,14 \cdot 7,2^2 \\ = 30,5 \text{ kNm}$$

90 × 400 mm kan optage 45,6 kNm

2) 115 × 400 mm

Maximal spændvidde = 7,2 m

Hertil svarende lastbredde = 2,9 m

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 2,9 \cdot 2,14 \cdot 7,2^2 \\ = 40,2 \text{ kNm}$$

115 × 400 mm kan optage 58,3 kNm

3) 140 × 400 mm

Maximal spændvidde = 7,2 m

Hertil svarende lastbredde = 3,8 m

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 3,8 \cdot 2,14 \cdot 7,2^2 \\ = 52,6 \text{ kNm}$$

140 × 400 mm kan optage 70,1 kNm

MIKKELBORG

1963

5.4 Spor1) $2 \times 8''$ spor for 65 cm

Maximal spændvidde = 4,0 m

$$M_{\max} = 1/8 \times 0,65 \times 2,14 \times 4,0^2$$

$$= 2,8 \text{ kNm}$$

Et $2 \times 8''$ spor kan optage 3,3 kNm2) $4 \times 9''$ spor for 65 cm

Maximal spændvidde = 5,8 m

$$M_{\max} = 1/8 \times 0,65 \times 2,14 \times 5,8^2$$

$$= 5,8 \text{ kNm}$$

Et $4 \times 9''$ spor kan optage 8,4 kNm

MIKKELBORG

1963

5.5 Nedbøjning for limtræbjælker i kip

1. 140×300

Maximal spændvidde 4,0 m

(~ "belastningsspændvidde" 4,2 m)

Maximal lastbredde 5,8 m

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{5,8 \times 0,75 \times 4200 \times 4000^3}{11000 \times 315 \times 10^6} = \underline{4,4 \text{ mm}}$$

2. 140×366

Maximal spændvidde 7,0 m

(~ "belastningsspændvidde" 7,2 m)

Maximal lastbredde 3,3 m

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{3,3 \times 0,75 \times 7200 \times 7000^3}{11000 \times 575 \times 10^6} = \underline{11,7 \text{ mm}}$$

3. 140×466

Maximal spændvidde 6,7 m

(~ "belastningsspændvidde" 6,9 m)

Maximal lastbredde 5,8 m

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{5,8 \times 0,75 \times 6900 \times 6700^3}{11000 \times 1185 \times 10^6} = \underline{9,0 \text{ mm}}$$

MIKKELBORG

1963

5.6 Nedbøjning for limtræbjælker ved facade

1. 90 x 400

Maximal spændvidde 7,2 m

Hertil svarende lastbredde 2,2 m

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{2,2 \times 0,75 \times 7200^4}{11000 \times 480 \times 10^6} = \underline{10,9 \text{ mm}}$$

2. 115 x 400

Maximal spændvidde 7,2 m

Hertil svarende lastbredde 2,9 m

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{2,9 \times 0,75 \times 7200^4}{11000 \times 613 \times 10^6} = \underline{11,2 \text{ mm}}$$

3. 140 x 400

Maximal spændvidde 6,9 m

Hertil svarende lastbredde 3,8 m

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{3,8 \times 0,75 \times 6900^4}{11000 \times 747 \times 10^6} = \underline{10,2 \text{ mm}}$$

MIKKELBORG

5.7 Nedbøgning for spor4) Spor1. $2 \times 2''$ for 60 em

Maximal spændvidde 4,0 m

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,6 \times 0,75 \times 4000^4}{7000 \times 22,9 \times 10^6 \times (\cos 27,5^\circ)^2} = \underline{8,2 \text{ mm}}$$

2. $4 \times 4''$ for 65 em

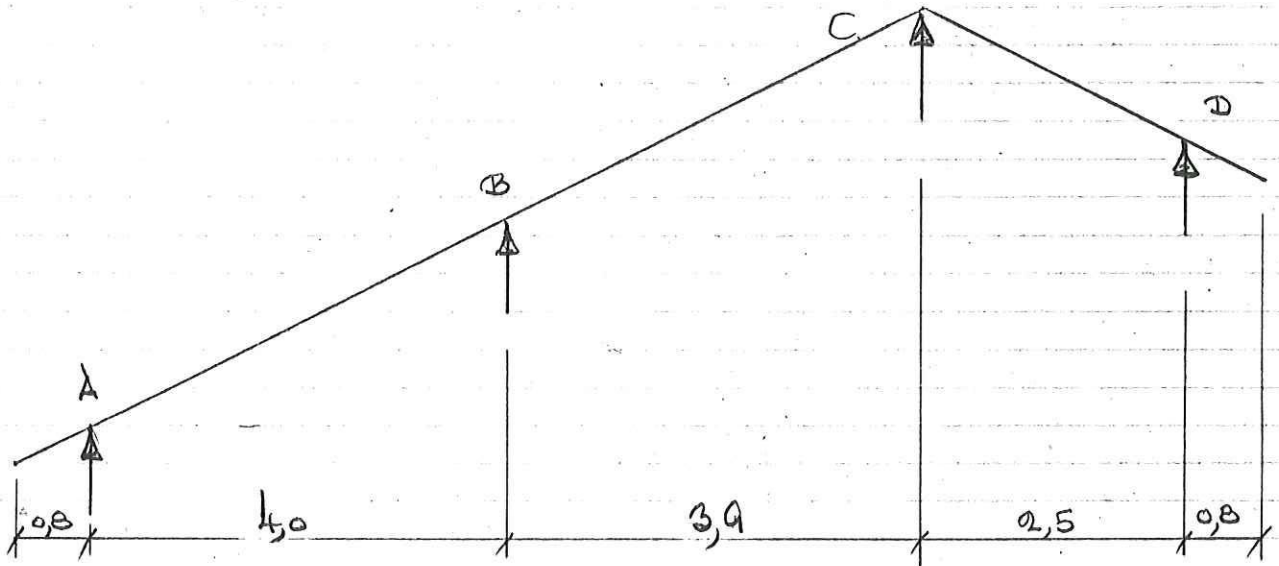
Maximal spændvidde 5,8 m

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,65 \times 0,75 \times 5800^4}{7000 \times 44,9 \times 10^6 \times (\cos 27,5^\circ)^2} = \underline{13,8 \text{ mm}}$$

MIKKELBORG

1963

5.8 Tagbjælker ved 1½ etages lejligheder



Regningsmæssig last (vandtæt projektion) : $2,14 \text{ kN/m}^2$

Heraf er : egenvægt alene : $1,01 \text{ kN/m}^2$

sne $\times f_P = 1,5$: $1,13 \text{ kN/m}^2$

For egenvægt alene fås :

$$R_A = 1,01 \times \frac{1}{2} \times 4,8^2 / 4,0 = 2,91 \text{ kN/m}$$

$$R_B = 4,8 \times 1,01 - 2,91 + \frac{1}{2} \times 3,9 \times 1,01 = 3,91 \text{ kN/m}$$

$$R_D = 1,01 \times \frac{1}{2} \times 3,3^2 / 2,5 = 2,20 \text{ kN/m}$$

$$R_C = \frac{1}{2} \times 3,9 \times 1,01 + 3,3 \times 1,01 - 2,20 = 3,10 \text{ kN/m}$$

Tilsvarende laster for sne alene :

(ovenstående $\times 0,75 / 1,01$)

$$R_A = 2,16 \text{ kN/m} ; \quad \times f_P = 1,5 \Rightarrow 3,24 \text{ kN/m}$$

$$R_B = 2,90 \text{ kN/m} ; \quad \times f_P = 1,5 \Rightarrow 4,35 \text{ kN/m}$$

$$R_D = 1,65 \text{ kN/m} ; \quad \times f_P = 1,5 \Rightarrow 2,45 \text{ kN/m}$$

$$R_C = 2,30 \text{ kN/m} ; \quad \times f_P = 1,5 \Rightarrow 3,45 \text{ kN/m}$$

MIKKELBORG

1963

Største vægafstand er 7,2 m \Rightarrow

Spændvidde 7,02 m ; for facadebjælkerne 7,1 m

Facade - og kurbjælken udføres i limtræ ;
den mellemliggende bjælke (ved B) af stål.

Stålbjælken dimensioneres til at kunne optage
egenvægte + differens af egenvægte for de
to tagflader (belastning i tagets plan)
+ snebelastningen vinkelret på taget (i det
belastningen i tagfladens plan regnes optaget
ved skivevirkning i loft-pladerne)

Stålbjælken udføres med et HE 160 - M - profil.

$$W_x = 566 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 212 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 51 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{egenvægt } 0,76 \text{ kN/m}$$

Forskellen i tagfladernes støvrelse er 54 m

\Rightarrow ekstra belastning på stålbjælken (i tagfladens
plan) = $1,01 \times 5,4 \times \sin 27,5^\circ = 2,52 \text{ kN/m}$

1) Egenvægte :

$$M_x = 1/8 \times (3,91 + 0,76) \times 7,02^2 \times \cos 27,5^\circ = 25,5 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1/8 \times 2,52 \times 7,02^2 = 15,5 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{25,5 \times 10^6}{566 \times 10^3} + \frac{15,5 \times 10^6}{212 \times 10^3} = 118 \text{ N/mm}^2$$

MIKKELBORG

1963

2) Snebelastning alene

$$M_x = 1/8 \times 4,35 \times 7,02^2 \times \cos 27,5^\circ = 23,8 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{M_x} = \frac{23,8 \times 10^6}{566 \times 10^3} = 42 \text{ N/mm}^2$$

3) ; største jævnspænding for den samlede belastning :

$$\sigma = 118 + 42 = 160 \text{ N/mm}^2 < s_f \\ = 174 \text{ N/mm}^2$$

Nedbøjning for bevægelig last (sne) :

$$P_x = 2,90 \times \cos 27,5^\circ = 2,57 \text{ kN/m}$$

$$\bar{u} = \frac{5}{384} \times \frac{2,57 \times 7020^4}{210000 \times 51 \times 10^6} = 8 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Lintræ-bjælkerne

Bjælkerens nedbøjning for snelast findes $< 13 \text{ mm}$

1) Facadebjælke ved A : $115 \times 400 \text{ mm}$

$$F_s = 2,91 + 3,24 + 0,23 = 6,38 \text{ kN/m}$$

$$M_s = 1/8 \times 6,38 \times 7,1^2 = 40,2 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{M_s} = \frac{M_s}{W} = \frac{40,2 \times 10^6}{30,7 \times 10^5} = 13,1 \text{ N/mm}^2$$

$$< s_m = 19 \text{ N/mm}^2$$

Nedbøjning for snelast :

$$u = \frac{5}{384} \times \frac{2,16 \times 7100^4}{11000 \times 613 \times 10^6} = 10,6 \text{ mm}$$

MIKKELBORG

1963

2) Facadebjælke ved D : $90 \times 400 \text{ mm}$

$$q_s = 2,20 + 2,45 + 0,18 = 4,83 \text{ kN/m}$$

$$M_s = 18 \times 4,83 \times 7,1^2 = 30,4 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{M_s} = \frac{30,4 \times 10^6}{2,4 \times 10^6} = 12,7 \text{ N/mm}^2 < s_m$$

Nedbøjning for smelast :

$$\bar{u} = \frac{5}{384} \times \frac{1,63 \times 7100^4}{11000 \times 480 \times 10^6} = \underline{10,2 \text{ mm}}$$

3) Kipbjælke : $140 \times 366 \text{ mm}$

$$q_s = 3,10 + 3,45 + 0,26 = 6,81 \text{ kN/m}$$

$$M_s = 18 \times 6,81 \times 7,02^2 = 42,0 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{M_s} = \frac{42,0 \times 10^6}{31,4 \times 10^5} = 13,4 \text{ N/mm}^2 < s_m$$

Nedbøjning for smelast :

$$\bar{u} = \frac{5}{384} \times \frac{2,30 \times 7020^4}{11000 \times 575 \times 10^6} = \underline{11,5 \text{ mm}}$$

Spec : $2 \times 8''$ jfs 60 cm

Spændvidde $< 4,0 \text{ m}$

$$M_s = 18 \times 0,6 \times 2,14 \times 4,0^2 = 2,6 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{M_s} = \frac{2,6 \times 10^6}{333 \times 10^3} = 7,7 \text{ N/mm}^2 < s_m = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{u} = \frac{5}{384} \times \frac{0,6 \times 0,75 \times 4000^4}{7000 \times 333 \times 10^6 \times \cos^2 27,5} = \underline{8,1 \text{ mm}}$$

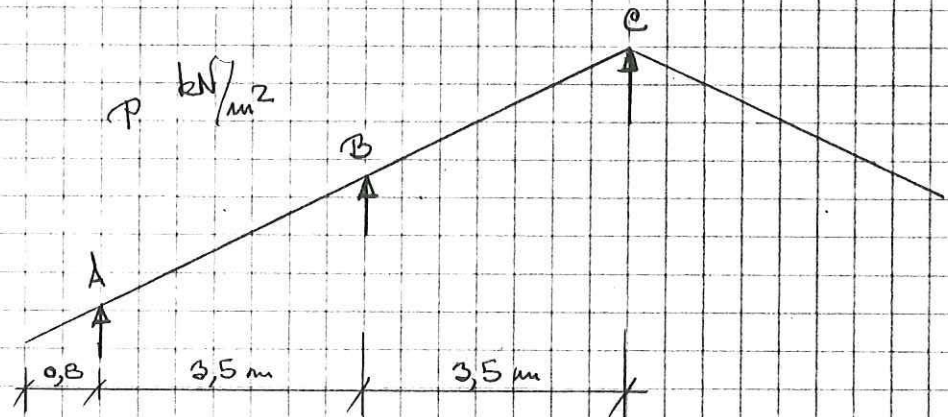
MIKKELBORG

1963

5.9 Tagbjælker, hvor leilighedsdybden > 12,5 m

(Ved disse leiligheder er facaden rykket frem, således at afstanden kipe → facade bliver 7,0 m)

Edet spærrene med denne spændvidde vil få for stor nedbøjning, indlægges midt i tagfladen en HE 160-B som mellemunderstøtning.



$$R_A = \frac{1}{2} \times P \times 4,3^2 : 3,5 = 2,64 P$$

$$R_B = 4,3 \times P - 2,64 P + 1,75 P = 3,41 P$$

egenvægt tag : $P = 1,01 \text{ kN/m}^2$

sne : $P = 0,75 \text{ kN/m}^2 \times f_p = 1,5$

Stålbjælken udføres med et HE 160-B - profil, $s_{pv} = 4,02$

$$W_x = 311 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_y = 111 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$I_x = 24,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

egenvægt 43 kg/m

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

1) Egenvægte

$$M_x = 1/8 \times (3,41 \times 1,01 + 0,43) \times 4,02^2 \times \cos 27,5^\circ$$

$$= 6,94 \text{ kNm}$$

$$M_y = 1/8 \times (3,41 \times 1,01 + 0,43) \times 4,02^2 \times \sin 27,5^\circ$$

$$= 3,61 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{6,94 \times 10^6}{311 \times 10^3} + \frac{3,61 \times 10^6}{111 \times 10^3} = 22 + 32$$

$$= 54 \text{ N/mm}^2$$

2) Snebelastning alene

$$M_x = 1/8 \times 3,41 \times 0,75 \times 1,5 \times 4,02^2 \times \cos 27,5^\circ$$

$$= 6,87 \text{ kNm}$$

$$\sigma_x = \frac{6,87 \times 10^6}{311 \times 10^3} = 22 \text{ N/mm}^2$$

Fald ; største jernspænding for den samlede belastning :

$$\sigma = 54 + 22 = 76 \text{ N/mm}^2 < \sigma_p = 174 \text{ N/mm}^2$$

Nedbøjning for den bevægelige last :

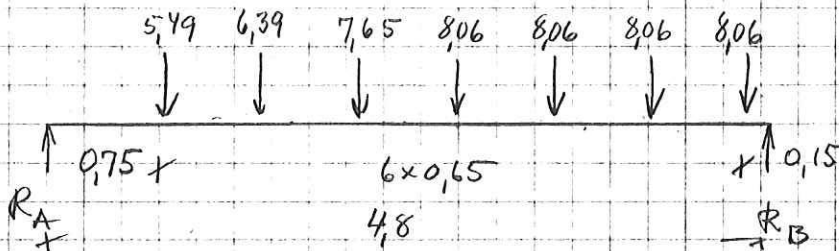
$$P_x = 3,41 \times 0,75 \times \cos 27,5^\circ = 2,27 \text{ kN/m}$$

$$w = \frac{5}{384} \times \frac{2,27 \times 4020^4}{210000 \times 249 \times 10^6} = 1,5 \text{ mm}$$

5.10 Grat og kelspær m.v.

B101

140 x 300



$$R_B = [8,06 \cdot (4,65 + 4,0 + 3,35 + 2,7) + 7,65 \cdot 2,05 + 6,39 \cdot 1,4 + 5,49 \cdot 0,75] : 4,8$$

$$= 24,68 + 3,27 + 1,86 + 0,86 = 30,7 \text{ kN} \checkmark$$

$$R_A = 21,1 \text{ kN}$$

$$M = 30,7 \cdot 2,1 - 8,06 (0,65 + 1,3 + 1,95) = 33,0 \text{ kNm}_{OK}$$

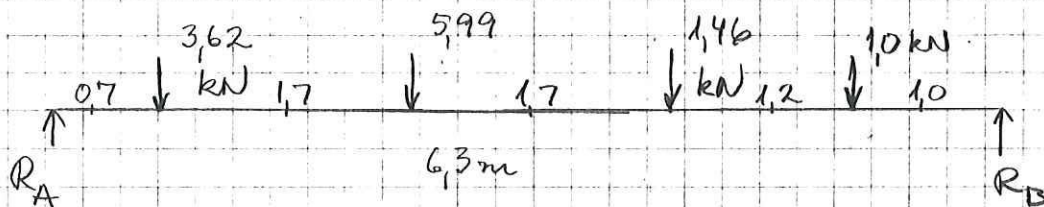
$$w = \frac{5}{384} \frac{5,8 \cdot 0,75 \cdot 4800^4}{11000 \cdot 315 \cdot 10^6} = 8,7 \text{ mm}$$

B102 140 x 300

Afløser hele sin reaktion på betonvæggen.

B103 Kel

140 x 300



$$R_B = 1,0 \cdot \frac{5,3}{6,3} + 1,46 \cdot \frac{4,1}{6,3} + 5,99 \cdot \frac{3,4}{6,3} + 3,62 \cdot \frac{0,7}{6,3}$$

$$= 0,84 + 0,95 + 3,23 + 0,40 = 5,4 \text{ kN}$$

$$M = 5,4 \cdot 3,9 - 1 \cdot 2,9 - 1,46 \cdot 1,7 = 15,7 \text{ kNm}$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

5.11 Maksimal nedbøjning

Største nedbøjning af et loft fås i
lejlighed D₃ mellem modullinjerne 7.1 og 7.2.

Nedbøjning af kipbjælke : 9,0 mm

Nedbøjning af facadebjælke : 6,5 mm

Nedbøjning af spær : 13,8 mm

⇒

Største nedbøjning for loftet (~ hele tagfladen) :

$$\bar{w} = \frac{1}{2} \times (9,0 + 6,5) + 13,8 = \underline{21 \text{ mm}}$$

Nedbøjning af loft i 1/2-etages lejligheder :

Nedbøjning af kipbjælke : 12,5 mm

Nedbøjning af HE-bjælke : 7,8 mm

Nedbøjning af facadebjælke : 11,2 mm

Nedbøjning af spær : 8,2 mm

⇒

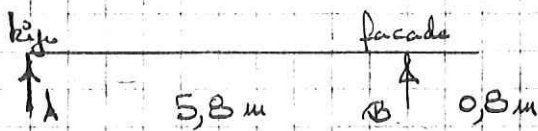
Største nedbøjning for loftet :

$$\frac{1}{2} \times (12,5 + 7,8) + 8,2 = \underline{18 \text{ mm}}$$

MIKKEBORG

5.12 Fastgørelse af limtræ facadebjælke

Største vederlagsreaktion for facadebjælkerne forekommer for bjælkelængden 6,9 m, ved husbredde 11,6 m med tag i midten af huset. Tagudhæng 0,8 m.



$$R_{RB} = \frac{6,6 \times 3,3}{5,8} \rho$$
$$= 3,75 \rho$$

$$\rho = 2,14 \text{ kN/m}^2$$

→ vederlagsreaktion

$$R = \frac{1}{2} \times 6,9 \times 2,14 \times 3,75 = \underline{\underline{27,7 \text{ kN}}}$$

Bjælkerne fastholdes til tværvæggene med et beslag $t=5$, der er skrævet på væggen med 2 stk M12-bolte (pr. bjælkeende).

Stålkvalitet for boltene 4.8 →

Regningsmæssig bæreevne for boltene (1 suite overklipping) = $65,2 \times 248 \times 10^{-3} = 16,17 \text{ kN}$

→ bæreevne for 2 bolte = 32,3 kN

> 27,7 kN

Bjælkerne kan således bæres af boltene alene, selvom belastningen faktisk overføres som direkte vederlagstryk mellem det løse bærebeslag og det i enden af væggen indstøbte konsolbeslag.

19.86.09.01

MIKKELBORG

1963

Lodrette kræfter pr bjælkeende 27,7 kN

Vandrette kræfter pr bjælkeende 13,4 kN

De vandrette kræfter:

Beslag fastgjort til væg med 2 stk M12 bolte:

Trækstyrke pr bolt (st. 4.8) = $248 \times 61,6 = 15,2$ kN2 stk $\Rightarrow 30,4$ kN $> 11,4$

Beslag fastgjort til limtræbjælke med 11 stk nr 16 - skruer.

Udtrækskraft pr skruer $\geq 2,2$ kN11 stk $\Rightarrow 24,2$ kN $> 13,4$ De lodrette kræfter:

Forskydningsbæreevne for de 2 M12-bolte:

32,3 kN (se forrige side) $> 27,7$

Forskydningsbæreevne for nr. 16 skruer:

1,2 kN/stk $\Rightarrow 12$ kN for 11 stk

Den resterende del af den lodrette belastning tages af stålbeslaget (5 mm flade) som limtræbjælken står på

(Opladret lodret belastning = $\frac{1}{2} \times 6,9 \times 0,3 = 3,75$
= 3,9 kN pr bjælkeende < 12 kN)

MIKKELBORG

1963

5.13 Fastgørelse af limtræ kipbjælkerBjælkesko til 140×466 kipbjælker spv. 690 cm

Bjælkespændvidde 670 cm, belastningsbredde 6 m

$$R = \frac{1}{2} \times 6,9 \times 6 \times 2,14 = 44 \text{ kN}$$

Der benyttes en bjælkesko, $t = 2,5$, fastgjort med

2 x 5 stk HSA M10 - ankere

Kantafstande for 1 anker: R_1, R_2 ; , $R_2 \rightarrow R_5 \geq 15 \text{ cm}$

Indbyrdes afstande for ankere: 10 cm

$$\left. \begin{aligned} f_A &= 0,2 \times \frac{10}{6} + 0,6 = 0,93 \\ f_{R_1} &= 0,33 = \frac{12}{6} + 0,17 = 0,83 \\ f_{R_2} \rightarrow f_{R_5} &= 1,0 \end{aligned} \right\} \text{ se [4]}$$

$$f = 0,93 \times \{ 0,83 + 4 \times 1,0 \} = 4,49$$

$$Q = 4,49 \times 6,3 = 28,3 \text{ kN} > \frac{1}{2} \cdot 44 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Med HSA M10 - ankere kan beslaget benyttes til
såvel 18- som 10 cm - vægge.

Spm i bjælken

$$3,9 + 1,6 \times N_k > 44 \text{ kN} \Rightarrow N_k \geq 26$$

hvor N_k er antal spm i hver side af bjælken.Der benyttes kamspn k_0 / k_0

MIKKEL BORG

1963

Bjælkesko til 140×366 kipbjælker, spv 720 cm

Bjælkespændvidde 700 cm, belastningsbredde 320 cm

$$R = \frac{1}{2} \times 7,2 \times 3,2 \times 2,14 = 24,6 \text{ kN}$$

Der benyttes en bjælkesko, fastgjort med
 2 x 3 stk HSA M10 gennemstikssankere

A = 8 cm (indbyrdes afstande)

$$R = 10, 17 \text{ og } 24 \text{ cm}$$

$$f_A = 0,2 \times \frac{8}{6} + 0,6 = 0,86$$

$$f_{R_1} = 0,33 \times \frac{10}{6} + 0,17 = 0,72$$

$$f_{R_2} = f_{R_3} = 1,0$$

$$f = 0,86 \times (0,72 + 1,0 + 1,0) = 2,34$$

$$Q = 2,34 \times 6,3 = 14,7 \text{ kN} > \frac{1}{2} \cdot 24,6 \text{ kN}$$

Sfm i bjælken:

$$3,9 + 1,6 \times N_k > 24,6 \Rightarrow N_k \geq 13$$

hvor N_k er antal sfm i hver side af bjælken.

Der benyttes kamsfm 40/40.

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

Bjælkesko til 140 x 300 kipbjælke

spv. 280 cm, 400 cm, 465 cm og 500 cm

Bjælke spændvidder 20 cm mindre

Bjælkeaktioner:

1) 280 ; maximal lastbredde = 6 m

$$R = \frac{1}{2} \times 3,0 \times 6,0 \times 2,14 = 19,3 \text{ kN}$$

2) 400 ; maximal lastbredde = 6 m

$$R = \frac{1}{2} \times 4,2 \times 6,0 \times 2,14 = 27,0 \text{ kN}$$

3) 465 ; maximal lastbredde = 5,4 m

$$R = \frac{1}{2} \times 4,85 \times 5,4 \times 2,14 = 28,0 \text{ kN}$$

4) 500 ; maximal lastbredde = 6 m

$$R = 30,7 \text{ kN} \quad (\text{se beregning af kipbjælker, kel, goat m.m.})$$

Til bjælkerne med spændvidde 280 cm benyttes
bjælkesko, fastgjort med 2 x 3 stk HSA M10
gennemstiks-betonankre

Til fvrige bjælker benyttes samme bjælkesko,
fastgjort med 2 x 4 stk HSA M10
(beregning: se næste side)

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

$$Sø m \text{ i bjælken } 3,9 + 1,6 \times N_R > 30,7 \Rightarrow$$

$$N_R \geq 17 \text{ stk søm}$$

4 stk ankere :

$$A = 7, 7, 8, 10 \text{ cm}$$

$$R = 6, 9, 13, 18 \text{ cm}$$

$$f_A = 0,83$$

$$f_{R_1} = 0,5$$

$$f_{R_2} = 0,66$$

$$f_{R_3} = 0,88$$

$$f_{R_4} = 1$$

(Reduktionsfaktorer fra tabeller
i "Beregning og brug af indborings-
ankere", udgivet af Nordisk
Trading A/S (= HILTI))

$$f = 0,83 \times \{ 0,5 + 0,66 + 0,88 + 1,0 \} = 2,52$$

(for alle 4 ankere
tilsammen)

$$Q = 2,52 \times 6,3 = 15,9 \text{ kN}$$

$$> \frac{1}{2} \times 30,7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Benyttes yderste hul ikke, bliver bæreevnen :

$$f = 0,83 \times \{ 0,66 + 0,88 + 1,0 \} = 2,10$$

$$Q = 2,10 \times 6,3 = 13,2 \text{ kN} \Rightarrow \text{SPV } 280 \text{ cm}$$

MIKKELBORG

1963

Bjælkesko og beslag ved grat og kribjælker 140x300

Gratbjælke : $R = 26,5 \text{ kN}$
 Kribjælke : $R = 5,4 \text{ kN}$ } Reaktionerne
 ved kribjælken
 (se beregningerne for disse bjælker)

Kribjælker indbyrdes : $R = 26,5 \text{ kN}$

Samlingsbeslagene fastgøres til bjælkerne med 12 mm franske skruer.

For at overholde trænormens krav til skruelængder og indbyrdes afstande, forses skruerne i modsatte bjælkesider.

Skruelængde $> e + d = 16 \text{ mm}$

Indbyrdes afstand $\sim 7 \text{ cm}$

Tværåbningerne for 12 mm skruer, der opfylder ovenstående : 4 kN (for skruer der fastholder stålasker ; skruet i sidetræ)

Nødvendigt skruerantal :

Kribjælker indbyrdes og gratbjælke / kribjælke :

$N > \frac{26,5}{4} = 6,6 ; \text{ dvs } 7 \text{ stk}$

Kribjælke / kribjælke :

$N > \frac{5,4}{4} = 1,4 ; \text{ dvs } 2 \text{ stk}$

Der skal for-
 bores for skruer
 i fuld længde

MIKKELBORG

1963

5.14 Fastgørelse af HE-profiler

HE 160 - M profil

Belastninger for HE-profilen:

egenvægt tagflade: $3,91 \text{ kN/m}$ (lodret last)

egenvægt HE-profil: $0,76 \text{ kN/m}$ (lodret last)

differens af egenvægte for de to tagflader (itagetplan)
(ved 1/2-etagers højligheder): $2,52 \text{ kN/}$

Snebelastning: $4,35 \text{ kN/m}$ (lodret last)

} se afsnit 5.8

egenvægt alene: $3,91 + 0,76 = 4,67 \text{ kN/m}$

sne alene: $4,35 \text{ kN/m}$

→ Belastning vinkelret på taget:

$$(4,67 + 4,35) \times \cos 27,5^\circ = 8,00 \text{ kN/m}$$

differens-egenvægte for de to tagflader: $2,52 \text{ kN/m}$
(belastning i tagfladens plan)

Resulterende, samlede belastning for HE-profil:

$$\sqrt{8,00^2 + 2,52^2} = 8,38 \text{ kN/m}$$

→ vedslagsreaktion:

$$R = 1/2 \times 7,2 \times 8,38 = 30,2 \text{ kN}$$

(= den forskydnings-belastning, fastgørelsesbeslaget
for bjælken skal kunne optage)

For spændvidder 4,2 og 30 m:

$$R_{\text{max}} = 1/2 \times 4,2 \times 8,38 = 17,6 \text{ kN}$$

1986.09.01

MIKKEL BORG

1963

Fastgøres i indboeringsankere HSA, M10

Reduktionsfaktor på bæreevne, ved indbyrdes
ankerafstand < 102 cm:

$$f_k = 0,2 - \frac{A}{6} + 0,6 \quad (A \text{ er indbyrdes ankerafstand})$$

Reduktionsfaktor på bæreevne, ved kantafstand
 < 15 cm:

$$f_{k2} = 0,33 \times \frac{R}{6} + 0,17 \quad (R \text{ er kantafstanden})$$

Forskydningsbæreevnen, uden reduktion: $6,3$ kN

Kantafstand 11 cm $\Rightarrow f_{k2} = 0,77$

Indbyrdes afstande 6 cm $\Rightarrow f_k = 0,8$

Bæreevne for yderste anker: $6,3 \times 0,77 \times 0,8 = 3,88$ kN

Bæreevne for 2 inderste ankere: $6,3 \times 0,8 = 5,04$ kN

Samlet bæreevne for 3 ankere: $3,88 + 2 \times 5,04$
 $= 13,92$ kN

Samlet bæreevne for 4 ankere: $2 \times (3,88 + 5,04)$
 $= 17,84$ kN

Med 2 beslag: $17,84 \times 2 = 35,68$ kN
 $> 30,2$

Ved bjælkelængder på $4,0$ og $2,8$ m kan den
yderste af ovenstående 4 bolte undlades.

MIKKELBORG

1963

HE 160 B profil

Belastninger for HE-profilen:

egenvægt tagflade : 3,44 kN/m

egenvægt HE-profil : 0,42 kN/m

snebelastning : 3,84 kN/m

Belastning i alt, vinkelret på taget:

$$(3,44 + 0,42 + 3,84) \cdot \cos 27,5^\circ = 6,83 \text{ kN/m}$$

Vederslagsreaktion (4,2 m spændvidde for belastningen):

$$R = \frac{1}{2} \cdot 4,2 \cdot 6,83 = 14,3 \text{ kN}$$

Med samme type betonankre som benyttet ved HE 160-M-profilen, er i alt 4 ankre tilstrækkelig (samlet forskydningsbæreevne 17,8 kN).

For at undgå beslag-varianter benyttes dog samme fastgørelsesbeslag som ved HE 160-M, idet man måjes med at benytte de 3 underste bolteløkker.

HE 160-M og HE 160-B bjælkerne

Bjælkerne fastspændes i hver ende til beslagene med 2 stk M 16-bolte

Regningsmæssig bæreevne for M 16-bolt af st. 37, for 2-snit overlappning

$$Q_r = 232 \cdot 174 \cdot 10^{-3} \cdot 2 = 77 \text{ kN} > R$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

5.15 Fastgørelse af spær til facader

Sug på tagflade:

1) For vind vinkelret på facaden: $c = 0,5$

2) For vind på gavl: $c = 1,0$ (i en afstand på 3 m fra gavl)

$$\begin{aligned} W &= q \cdot c \cdot A \\ &= 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot A \\ &= 1,2 \cdot A \text{ kN} \end{aligned}$$

idet spærerne fastholdes for det maksimale vindsug for vind på gavl

Egenvegt af taget: $0,9 \text{ kN/m}^2$ (målt i tagfladen)

Taget skal forankres for en opadrettet kraft på $1,2 - 0,9 = 0,3 \text{ kN/m}^2$

Spær afstand: max 100 cm

Belastningsbredde for spær: max 3,75 m

⇒ Spær forankres for $3,75 \cdot 0,3 = 1,1 \text{ kN}$.

For fastholdelse mod vindsug er da

2 stk kamspær 40/40 for spærende tilstrækkeligt
($2 \cdot 0,81 = 1,62 > 1,1 \text{ kN}$)

Beslag fastsømmes til facadebjælke med mindst

$1,1 : 0,47 \sim 3$ stk kamspær 40/40

MIKKELBORG

1963

Til samlingen spær / facadebjælker
benyttes BMF vinkelbeslag 90 (et på hver
side af spæret), der fastspænes med
4 kamspun 40/40 i spæret, 6 stz i facade-
bjælken.

Således udsprengt har beslaget en bæreevne
på 2,05 kN i lodret retning ($> 1,1$),

Ved fastspærelse af spær i tunge facader
benyttes BMF profilanker 2015, anbragt i
indstøbte Halfemeisen ankerstammer.

Ankeret fastspænes med 6 stz kamspun 40/40,
og har da en regningsmæssig træk bæreevne
på 3,2 kN ($> 1,1$).

1986-09-01

1963

MIKKELBORG

5.16 Søm i bjælkesko for spær

De markerede antal søm er det foreskrevne antal.

1) 4 × 9" spær jf. 65 cm. Spændvidde 5,8 m

Bjælkesko BMF 100 × 140

$$R = \frac{1}{2} \times 2,14 \times 0,65 \times 5,8 = 4,0 \text{ kN}$$

Antal kamsøm 40/40 i kroge (dvs i spæret) :

$$3,9 + 1,6 \times N_k = 4,0$$

$$N_k = 1 < \underline{5 \text{ kamsøm } 40/40 \text{ i hver side af spær}}$$

Såfremt spærerne har vankant, bestemmes

$$\text{antal af : } 1,6 \times N_k = 4,0 \Rightarrow N_k = 3 < \underline{5}$$

Antal kamsøm 40/40 i fligene :

$$0,75 \times N_{fo} = 4,0$$

$$N_{fo} = 6 < \underline{18 \text{ kamsøm } 40/40}$$

2) 4 × 9" spær jf. 105 cm. Spændvidde 5,2 m

Bjælkesko BMF 100 × 140

$$R = \frac{1}{2} \times 2,14 \times 1,05 \times 5,2 = 5,8 \text{ kN}$$

Antal kamsøm 40/40 i kroge (med vankant i spær)

$$1,6 \times N_k = 5,8$$

$$N_k = 4 < \underline{5 \text{ kamsøm } 40/40 \text{ i hver side af spær}}$$

Antal kamsøm 40/40 i fligene :

$$0,75 \times N_{fo} = 5,8 \Rightarrow N_{fo} = 8 < \underline{18 \text{ kamsøm } 40/40}$$

1986.09.01

MIKKELBORG

1963

a) 2 x B^o spær jf. 60 cm. Spændvidde 4,0 m

Bjælke stør. BMF 51 x 135

$$R = \frac{1}{2} \times 2,14 \times 0,6 \times 4,0 = 2,6 \text{ kN}$$

Antal kamspær 40/40 i kroge :

$$1,6 \times N_k = 2,6$$

$$N_k = 2 < \underline{3 \text{ kamspær } 40/40 \text{ i hver side af spær}}$$

Antal kamspær 40/40 i flige :

$$0,65 \times N_{fo} = 2,6$$

$$N_{fo} = 4 < \underline{18 \text{ kamspær } 40/40}$$

N_{fo} er antal spær i første halvdel af fligen + halvdelene i nederste halvdel

k) 4 x A^u spær jf. 65 cm. Spændvidde 5,8 m

Bjælke stør. BMF 100 x 140

$$R = \frac{1}{2} \times 2,14 \times 0,65 \times 5,8 = 4,0 \text{ kN}$$

Antal kamspær 40/40 i kroge :

$$1,6 \times N_k = 4,0$$

$$N_k = 3 < \underline{5 \text{ kamspær } 40/40 \text{ i hver side af spær}}$$

Antal kamspær 40/40 i flige :

$$0,7 \times N_{fo} = 4,0 \Rightarrow N_{fo} = 6$$

$$N_{fo} = 6 < \underline{18 \text{ kamspær } 40/40}$$

MIKKELBORG GARAGE / CONTAINERSKUR

1963

6.0 Beregningsforudsætninger

Beregningerne refererer til arkitekt Fournais's
skitse af 13/09 - 85. Lav projektklasse.

Last på tag:

Tagsten $0,46 \text{ kN/m}^2$

Lægter, spær $0,11 \text{ ---}$

- $0,57 \text{ kN/m}^2$

\sim egenlast $0,57 : \cos 27,5^\circ = 0,64 \text{ kN/m}^2$

Sne $0,75 \cdot 1,3$

$0,98 \text{ ---}$

$1,62 \text{ kN/m}^2$

Vindlast

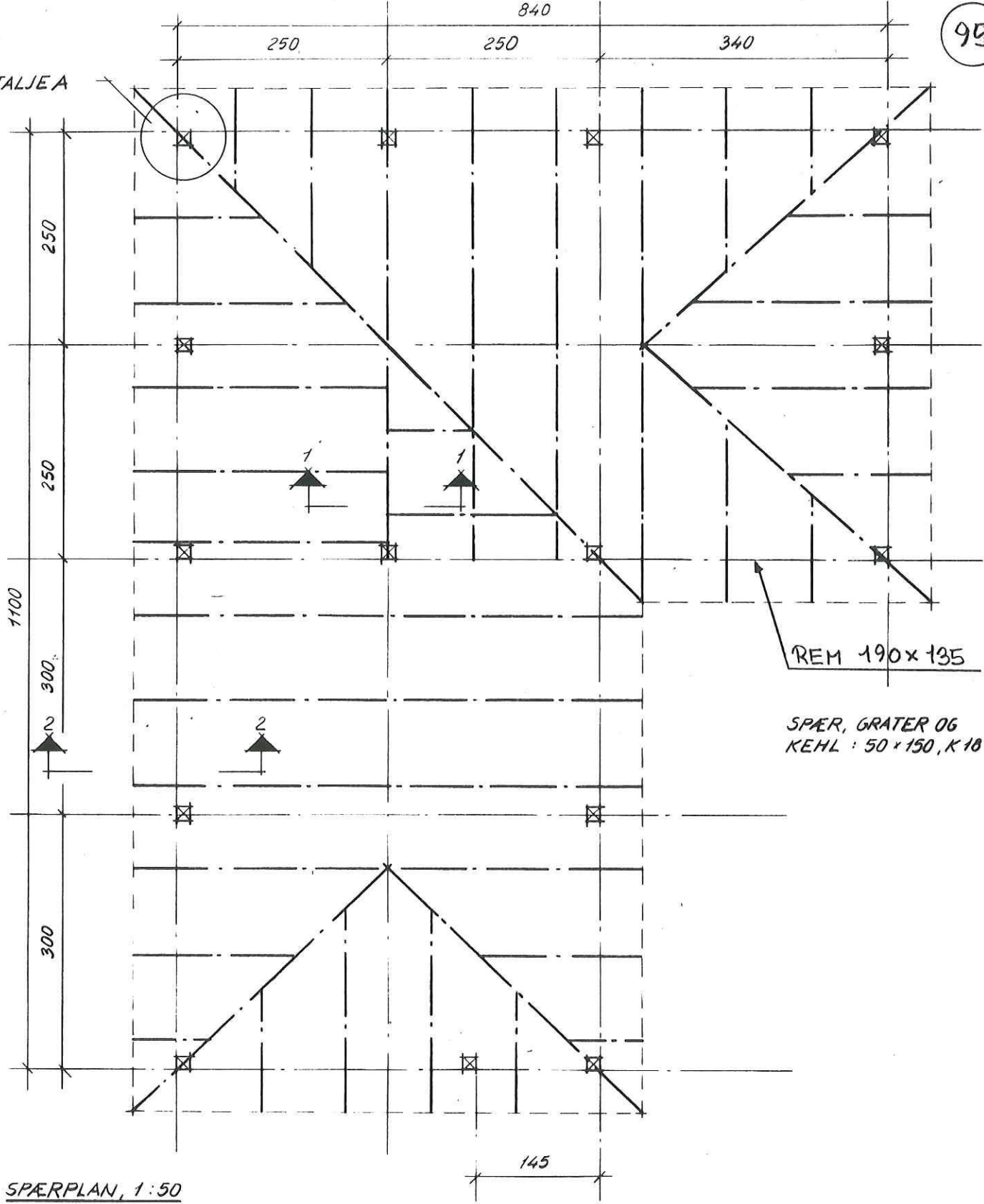
Ifr. DS 410

Terrænklasse $z_0 = 0,05$ (normal beliggenhed)

Højde $z = 4,2 \text{ m}$ over terræn

Hastighedstryk $q = 0,55 \text{ kN/m}^2$

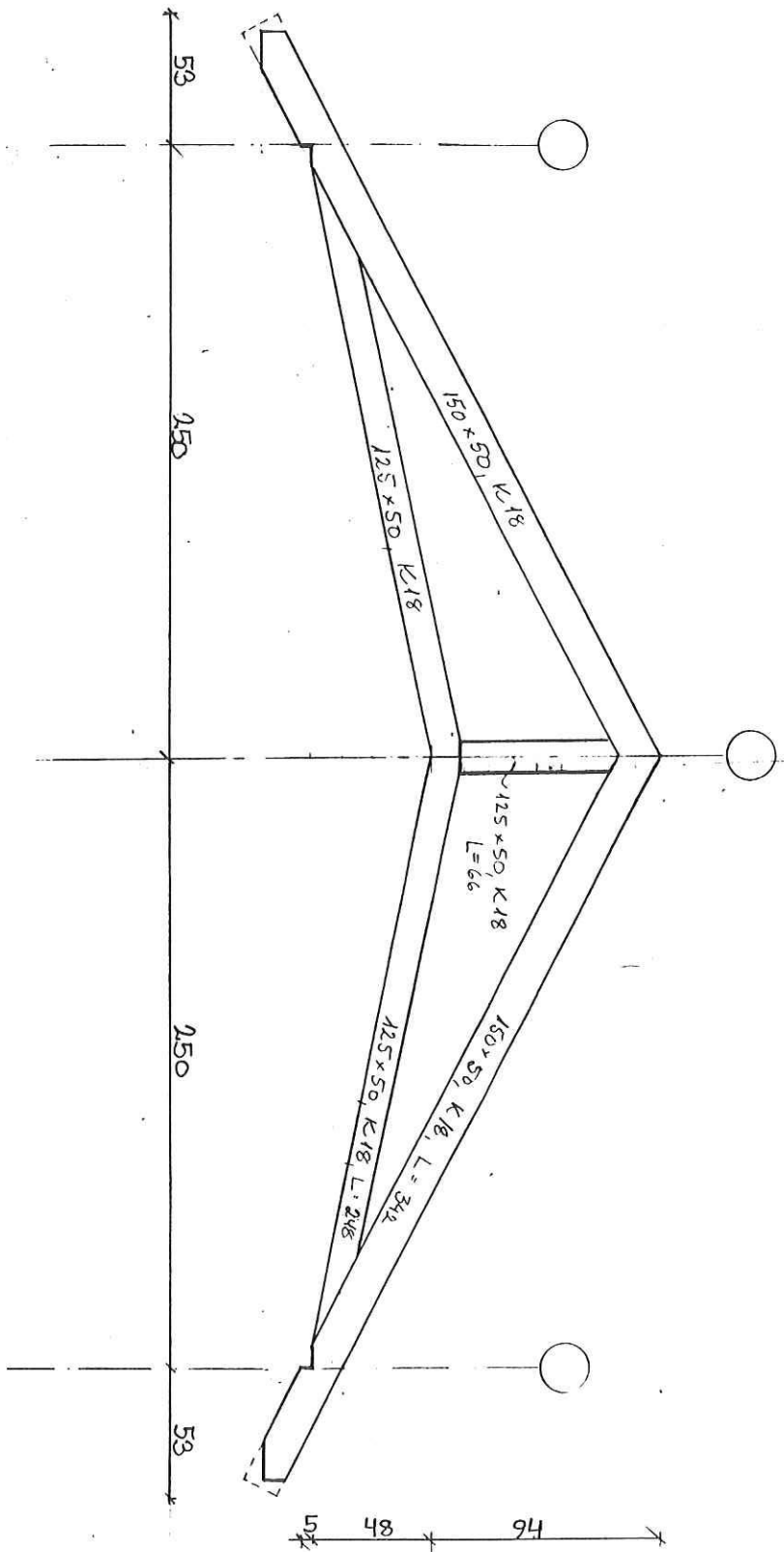
DETALJEA



SPÆRPLAN, 1:50

MIKKELBORG
 SAG 1963
 1986.09.01

J. AUG. TEYTAUD A/S
 RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
 SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.



SPÆRRETRAG 1:20

1986.09.01

1963
 MIKKELBORG
 SPÆRTEGULV

MIKKELBORG GARAGE / CONTAINERSKUR

1963

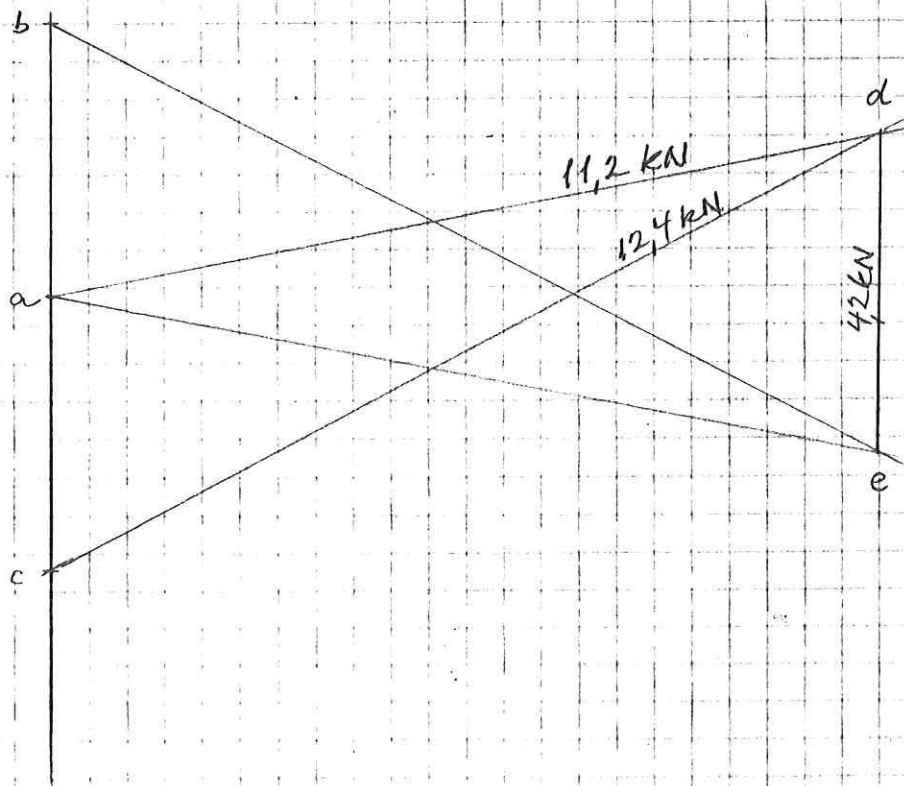
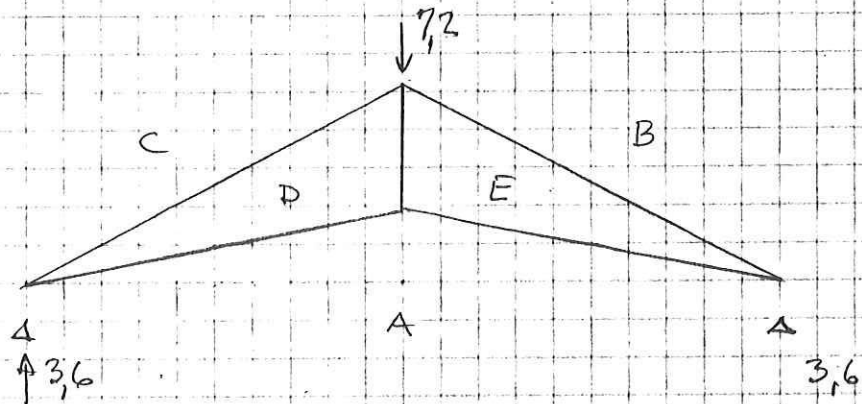
b.1 Spærjag / Rem

Spærjagafstand 1,0 m, taghældning 27,5°

Last på spær 1,62 kN/m²

Lastbredde på hårdest belastede spær

(ved afvalmet gavl) : $\frac{1}{2}(2,5+1,0) = 1,75$ m



MIKKEL BORG GARAGE/CONTAINERSKUR

1963

Spar 50x150, K18

$$A = 7,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad W_y = 188 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad i_y = 43,3 \text{ mm}$$

$$M = \frac{1}{8} 1,6 \cdot 2,5^2 = 1,25 \text{ kNm} \quad N = 12,4 \text{ kN tryk}$$

$$\lambda = 2800 \cdot 0,9 : 43,3 = 58 \Rightarrow k_s = 0,561$$

$$\frac{\sigma_c}{k_s f_c} + \frac{\sigma_m}{f_m} = \frac{12,4 \cdot 10^3}{0,561 \cdot 7,5 \cdot 10^3 \cdot 8,5} + \frac{1,25 \cdot 10^6}{188 \cdot 10^3 \cdot 9}$$

$$= 0,35 + 0,74 = 1,09 < 1,1 \text{ OK}$$

(lav projektklasse)

Fod 50x100, K18

$$A = 5,00 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \quad W_y = 183 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M = \frac{1}{5} 0,75 \cdot 2,5 = 0,38 \text{ kNm} \quad N = 11,2 \text{ kN træk}$$

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_m}{f_m} = \frac{11,2 \cdot 10^3}{4,3 \cdot 5 \cdot 10^3} + \frac{0,38 \cdot 10^6}{183 \cdot 10^3 \cdot 9}$$

$$= 0,52 + 0,51 = 1,03 < 1,1 \text{ OK}$$

Tang 50x100, K18

Rem 100x200, K18

$$\text{Last: } \frac{1}{2} \cdot 6,4 \cdot 1,62 + 0,2 = 5,4 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{1}{9} 5,4 \cdot 3^2 = 5,4 \text{ kNm} \Rightarrow 100 \times 200 \text{ K18}$$

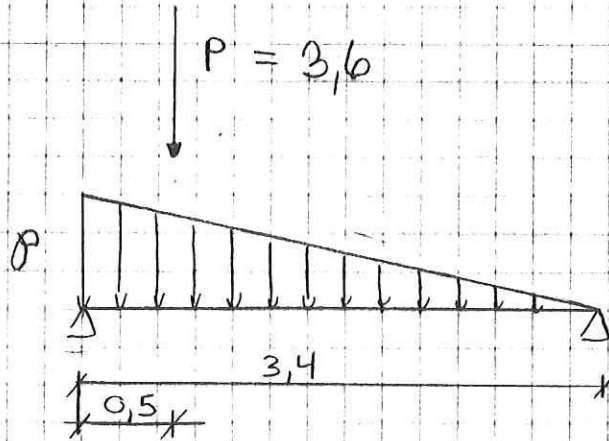
$$\sigma = 5,4 \cdot 10^6 : 666 \cdot 10^3 = 8,2 \text{ N/mm}^2 < 9,0 \text{ N/mm}^2$$

1986.09.01

MIKKELBORG/CONTAINERSKUR

1963

Ved port 190×135 (se tegn Ko 2214)



$$p = 5,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} \approx 0,064 \cdot 5,4 \cdot 3,4^2 + \frac{3,6 \cdot 0,5 \cdot (3,4 - 1,36)}{3,4}$$

$$= 5,3 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} \cdot 190 \cdot 135^2$$

$$= 5,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = 5,3 \cdot 10^6 : 5,8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 = 9 \text{ N/mm}^2$$

J. AUG. TEYTAUD & CO

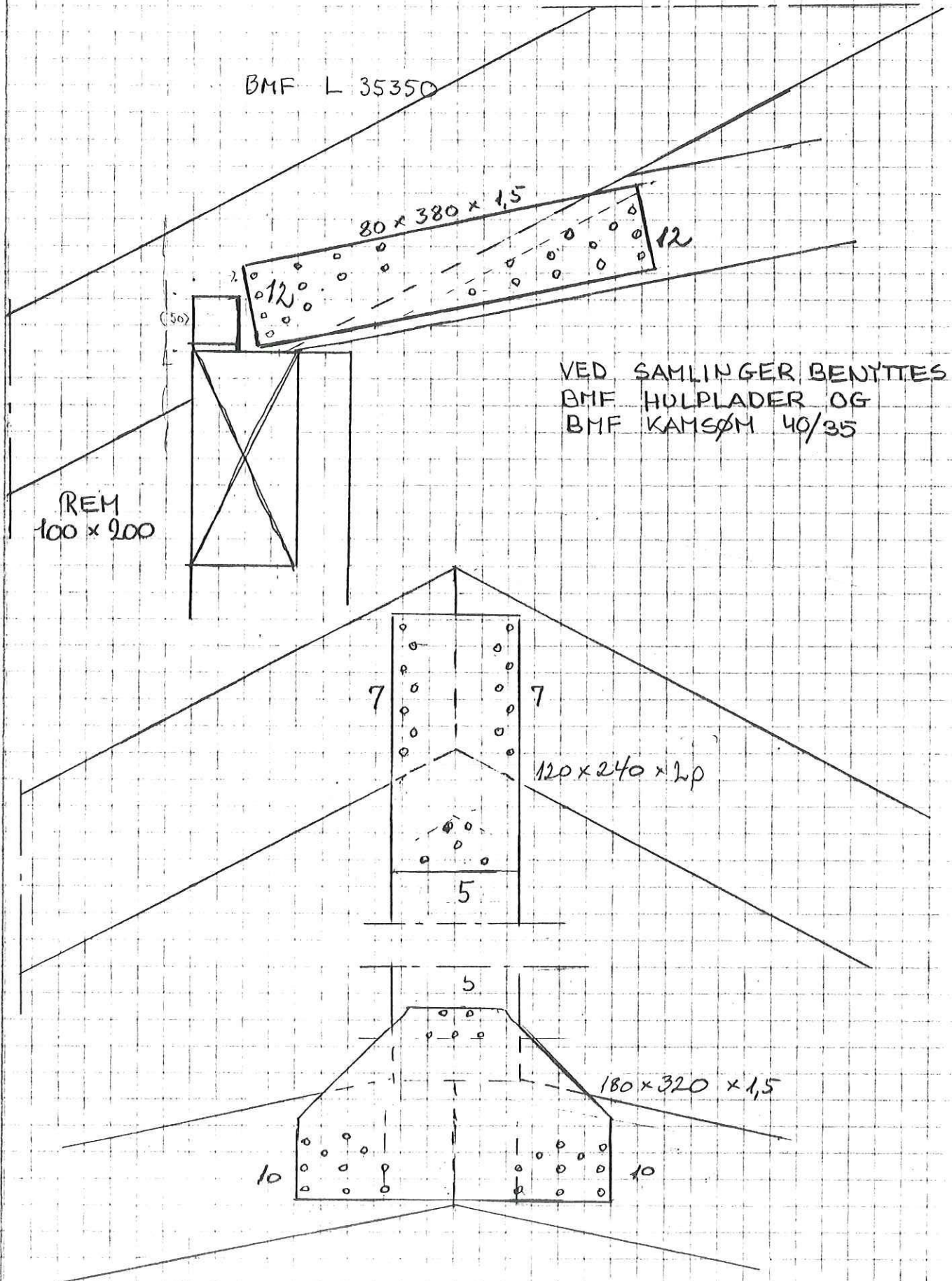
RÅDGIVENDE INGENIØRFIRMA
SVANEVEJ 1, 2400 KØBENHAVN NV.

100

1986.09.01

MIKKELBORG GARAGE/CONTAINERSKUR

1963



MIKKELBORG

1963

KØBENHAVN NV, 1. SEPTEMBER 1986

H. Karlsson