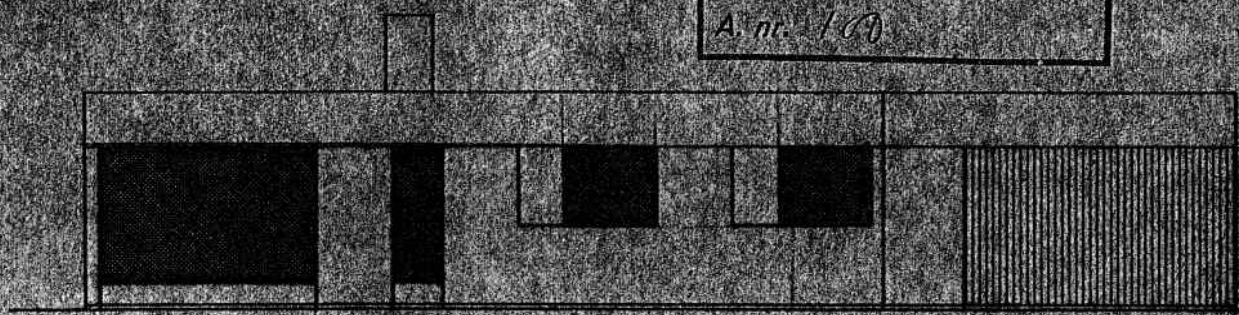


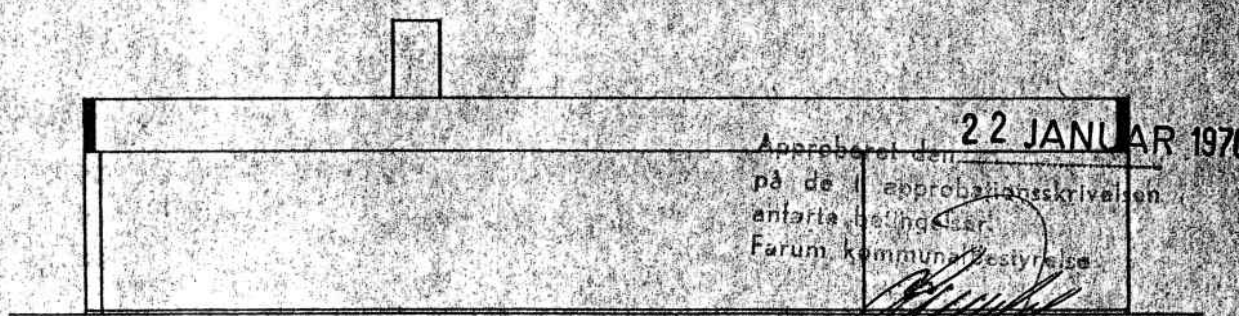
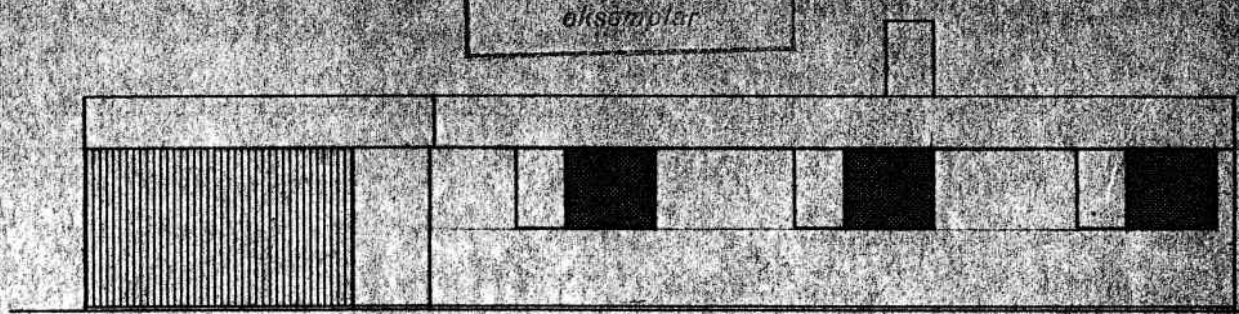
STATISKE BEREGNINGER

TIL BOLIGTYPE UNIC

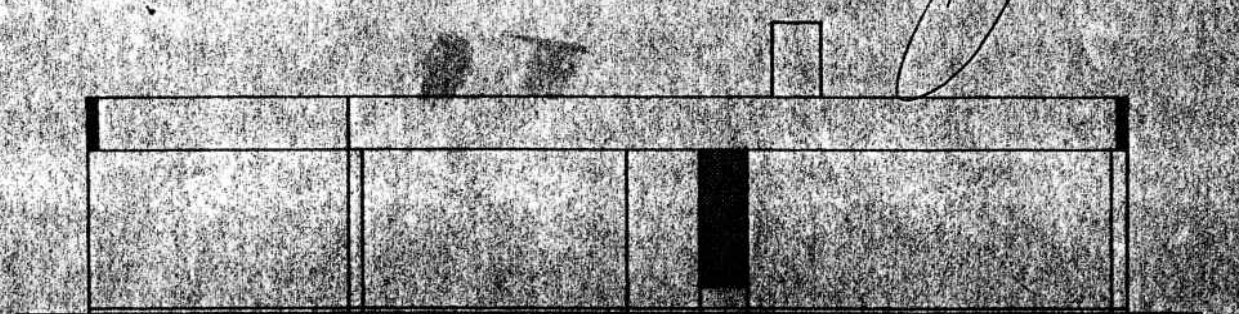
Farum Kommune
TEKNISK FORVALTNING
Indg. 87.03.70
J. nr. B 4890
A. nr. 100



Teknisk forvaltnings
eksemplar



22 JANUAR 1970
Approberet den
på de i approbationskravet
anfærdte betingelser.
Farum kommunestyre
[Signature]
Bygningsinspektør



Statiske beregninger til
Boligtype UNIC

- 0 Beregningernes omfang
 - 01 Gennemgang af husets statiske virkemåde
 - 02 Belastningsforudsætninger
 - 03 Tilladelige spændinger
 - 04 Tilhørende tegninger

- 1 Tagplader
 - 11 Belastninger
 - 12 Spændingsundersøgelse
 - 13 Endetverbjælke

- 2 Facader
 - 21 Facade over glasparti
 - 22 Bærende facader
 - 23 Øvrige facader
 - 24 Fastholdelse af facader.

- 3 Bjælker
 - 31 Bjælke under tagplader
 - 32 Bjælke under gulv i stue og ved soverum
 - 33 Bjælke under gulv ved units

- 4 Søjler
 - 41 Søjle i glasparti i facade

- 5 Pergola
 - 51 Forudsætninger
 - 52 Tilladelige spændinger
 - 53 Belastningstilfælde
 - 54 Spændingsundersøgelse
 - 55 Stabilitet
 - 56 Bæverer

6 Units

- 61 Gulvplader
- 62 Vægge
- 63 Tagplader

7 Gulvplader

- 71 Belastninger
- 72 Spændingsundersøgelse
- 73 Endetværk bjælke

8 Fundamenter

- 80 Udformning
- 81 Fundamentsbjælker
- 82 Belastninger
- 83 Direkte fundering
- 84 Punktfundering
- 85 Fundamenter til pergolasøjler
- 86 Specielle forhold ved aktuelle bebyggelser.

0. Beregningernes omfang.o1 : Gennemgang af husets statiske virkemåde.

Huset er opbygget af betonelementer som vist på vedlagte tegninger. Centralt i huset er to såkaldte "units", d.v.s. fabriksfremstillede rumenheder, ud fra hvilke to bjælker går ud til modstående facader. Tagpladerne hviler af dels på de hosliggende facader og dels på disse bjælker og units. Et stykke af facaden med glaspartiet er udformet som en bjælke, der spænder til den hosliggende facade, understøttet af stålprofiler ved hovedøren. Tagpladerne svejses et antal steder i fugerne, dels til hinanden og dels til facaderne.

Der opnås herved en skivevirkning, som i forbindelse med units og facader sikrer husets stabilitet.

Facadeelementerne understøttes af fundamentsbjælker, der tillige, sammen med et bjælkesystem på fundamentsklodser, understøtter gulvpladerne.

o2: Belastningsforudsætninger.

Tagplader:

Beton	300 kg/m ²
Tagpap og isolering	25 "
	<hr/>
g =	325 kg/m ²
Sne	p = 75 "
	<hr/>
	q = 400 kg/m ²

For hele tagfladen:

$$G = 9,8 \times 10,3 \times 325 = 32800 \text{ kg}$$

$$P = 9,8 \times 10,3 \times 75 = 7600 \text{ kg}$$

$$Q = 40400 \text{ kg}$$

Midterdrager for tag: *Shuebjælke*

Egenvægt:	100 kg/m
Fra tag: $g_t = \frac{1}{2} \times 9,8 \times 325$	= 1590 "
	<hr/>
	g = 1690 kg/m
Sne: $p = \frac{1}{2} \times 9,8 \times 75$	= 370 "
	<hr/>
	q = 2060 kg/m

Tagpladelasten overføres punktvist.

Belastningens fordeling:

Til facader:

$$G = \frac{1}{2} \times 2,8 \times 1690 = 2400 \text{ kg}$$

$$P = \frac{1}{2} \times 2,8 \times 370 = 500 \text{ kg}$$

$$Q = 2900 \text{ kg til hver facade.}$$

Til unit: se unitbelastning nedenfor.



Facadedragør:

Egenvægt: 100 kg/m
 Fra tag: $E_t = \frac{1}{2} \times 5,0 \times 325 = 810$ "
 $g = 910$ kg/m
 Sne: $p = \frac{1}{2} \times 5,0 \times 75 = 190$ "
 $q = 1100$ kg/m

Facader:

Facade i naboskel:

Egenvægt: $0,15 \times 2,85 \times 2400 = 1000$ kg/m
 Fra midterdrager: $Q = G + P = 2400 + 500 = 2900$ kg
 Fra facadedrager: $Q = G + P = 1270 + 270 = 1540$ kg

Facade med hoveddør:

Egenvægt: ~ 900 kg/m
 Fra midterdrager: $Q = G + P = 2400 + 500 = 2900$ kg

Facade på køkkenside:

Egenvægt: ~ 900 kg/m

Incl. taglast:

Udfor stue og soverum:

$g = \frac{1}{2} 4,8 \times 325 + 900 = 1680$ kg/m
 $p = \frac{1}{2} \times 4,8 \times 75 = 180$ "
 $q = 1760$ kg/m

Udfor køkken:

$g = \frac{1}{2} 2,3 \times 325 + 900 = 1270$ kg/m
 $p = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 75 = 90$ "
 $q = 1360$ kg/m

Facade med hoveddør:

Egenvægt: ~ 900 kg/m

Incl. taglast:

$g = \frac{1}{2} 5,0 \times 325 + 900 = 1710$ kg/m
 $p = \frac{1}{2} \times 5,0 \times 75 = 190$ "
 $q = 1900$ kg/m

Fra facadedrager: $Q = G + P = 770 + 160 = 930$ kg

Hde 2.1
 ✓

Gulvplader:

Beton		300 kg/m ²
Gulvbelægning		25 "
	$g =$	325 kg/m ²
Nyttelast incl. skillerum		250 "
	$q =$	575 kg/m ² ✓

Fra hele gulvfladen:

$$G = 9,8 \times 10,3 \times 325 = 32800 \text{ kg}$$

$$P = 9,8 \times 10,3 \times 250 = 25200 \text{ kg}$$

$$Q = 58000 \text{ kg} \quad \checkmark$$

Units:
Egenvægt af unit med bad og fyr

Tag :	2,5 x 2,3 x 325	=	1870 kg
5,7 cm vægge:	2,4 x 2,4 x 0,057 x 2400	=	790 "
5,0 cm vægge:	1,9 x 2,4 x 0,05 x 2400	=	550 "
10,0 cm vægge:	5,4 x 2,4 x 0,1 x 2400	=	3110 "
Gulv:	2,5 x 2,3 x 0,14 x 2400	=	1930 "
	<i>l</i> <i>s</i> <i>t</i> <i>h</i>	$G =$	8350 kg ✓

Nyttelast incl. udstyr:

$$P = 2,5 \times 2,3(250 + 75) = 1870 \text{ kg}$$

$$Q = 10220 \text{ kg} \quad \checkmark$$

Egenvægt af unit med toilet

5,7 cm vægge:	3,5 x 2,4 x 0,057 x 2400	=	1150 kg
5,0 cm vægge:	1,1 x 2,4 x 0,05 x 2400	=	320 "
10,0 cm vægge:	1,7 x 2,4 x 0,1 x 2400	=	980 "
Tag og gulv:		=	3800 "

$$G = 6250 \text{ kg}$$

Nyttelast incl. udstyr:

$$P = 1870 \text{ "}$$

$$Q = 8120 \text{ kg} \quad \checkmark$$

Belastning fra nabotagplader:
Gennem bjælkereaktioner:

$$Q = G + P = 2400 + 500 = 2900 \text{ kg pr. unit} \quad \checkmark$$

Som linielast:

Mod gang :	$g = \frac{1}{2} \times 5,0 \times 325 =$	810 kg/m
	$p = \frac{1}{2} \times 5,0 \times 75 =$	190 "
	$q =$	1000 kg/m

Mod køkken:

	$g = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 325 =$	370 kg/m
	$p = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 75 =$	90 "
	$q =$	460 kg/m



Dragere under gulv:

Egenvægt: $\sim 150 \text{ kg/m}$

Udfør sove- og spiserum:

$$g = \frac{1}{2} \times 9,8 \times 325 + 150 = 1740 \text{ kg/m}$$

$$p = \frac{1}{2} \times 9,8 \times 250 = 1220 \text{ "}$$

$$q = 2960 \text{ kg/m} \quad \checkmark$$

Udfør units:

$$G = 4,6 \times (2,5 \times 2 \times 325 + 150) + \frac{1}{2}(8350 + 6250)$$

$$= 8170 + 7300 =$$

15470 kg

$$P = 4,6 \times 2,5(75 + 250) + 1870$$

$$= 3740 + 1870 =$$

5610 kg

$$Q = 15470 + 5610 =$$

21080 kg \checkmark

Desuden reaktioner fra bjælker i tag.

Fundamenter.

Egenvægt af bjælker: $G \ 280 \text{ kg/m}$

Egenvægt af klodser: $\sim 150 \text{ kg}$

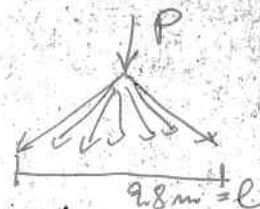
Bjælke under facade i naboskel:

Jævnt fordelt:

$$g = 1000 + 280 + \frac{1}{9,8} 2400 = 1520 \text{ kg/m}$$

$$p = \frac{1}{9,8} \times 500 = 50 \text{ "}$$

$$q = 1570 \text{ kg/m} \quad (\checkmark)$$



Enkeltkraft fra facadedrager:

$$Q = G + P = 1270 + 270 = 1540 \text{ kg} \quad \checkmark$$

Enkeltkraft fra drager under gulv:

$$Q = G + P = 2440 + 1710 = 4150 \text{ kg}$$

Facade med hoveddør:

Jævnt fordelt:

$$g = 900 + 280 + \frac{1}{9,8} 2400 = 1420 \text{ kg/m}$$

$$p = 50 \text{ "}$$

$$q = 1470 \text{ kg/m}$$

Enkeltkraft fra drager under gulv:

$$Q = G + P = 2440 + 1710 = 4150 \text{ kg}$$

Facade på køkkenside:

Jævnt fordelt: (excl. last fra dækplader)

$$g_1 = \frac{1}{9,8} \times (5,7 \times 1680 + 4,8 \times 1270) = 1600 \text{ kg/m}$$

$$p_1 = \frac{1}{9,8} \times (5,7 \times 180 + 4,8 \times 90) = 150 \text{ "}$$

$$q_1 = 1750 \text{ kg/m}$$

Fra dækplader:
Udfor køkken:

$$S_2 = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 325 = 370 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 2,3 \times 250 = \underline{290} \text{ "}$$

$$Q_2 = 660 \text{ kg/m}$$

Ialt
$$G = 1600 + 370 = 1970 \text{ kg/m}$$

$$P = 150 + 290 = \underline{440} \text{ "}$$

$$Q = 2410 \text{ kg/m}$$

Udfor stue og soveværelse:

$$S_2 = \frac{1}{2} \times 4,8 \times 325 = 780 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times 4,8 \times 250 = \underline{600} \text{ "}$$

$$Q_2 = 1380 \text{ kg/m}$$

Ialt
$$G = 1600 + 780 = 2380 \text{ kg/m}$$

$$P = 150 + 600 = \underline{750} \text{ "}$$

$$Q = 3130 \text{ kg/m}$$

Facade med havedør:
jævnt fordelt (kun under facade):

$$G = 1710 + \frac{1}{2} \times 5,0 \times 325 = 2520 \text{ kg/m}$$

$$P = 190 + \frac{1}{2} \times 5,0 \times 250 = \underline{820} \text{ "}$$

$$Q = 3340 \text{ kg/m}$$

Fra dækplade under facadedrager:

$$G = 810 \text{ kg/m}$$

$$P = \underline{630} \text{ "}$$

$$Q = 1440 \text{ kg/m}$$

Enkeltkræfter fra facadedrager:

$$G = 2040 \text{ kg}$$

$$P = \underline{440} \text{ "}$$

$$Q = 2480 \text{ kg under søjle.}$$

$$G = 770 \text{ kg}$$

$$P = \underline{160} \text{ "}$$

$$Q = 930 \text{ kg via facaden.}$$



Fundamentklodser under units.

Med køkken:

Mod stuen:

$$G = 2090 + 410 + 410 + 150 = 3060 \text{ kg}$$

$$P = 470 + 100 + 330 = \underline{900 \text{ kg}}$$

$$Q = 3960 \text{ kg}$$

I midten:

$$G = 2090 + 1560 + 820 + 820 + 150 = 5440 \text{ kg}$$

$$P = 470 + 470 + 200 + 660 = \underline{1800 \text{ kg}}$$

$$Q = 7240 \text{ kg}$$

Mod soveværelse:

$$G = 1560 + 410 + 410 + 150 = 2530 \text{ kg}$$

$$P = 470 + 100 + 330 = \underline{900 \text{ kg}}$$

$$Q = 3430 \text{ kg}$$

Mod gang:

Mod stuen:

$$G = 2090 + 2400 + 900 + 2440 + 900 + 320 = 9050 \text{ kg}$$

$$P = 470 + 500 + 210 + 1710 + 700 = \underline{3590 \text{ kg}}$$

$$Q = 12640 \text{ kg}$$

I midten:

$$G = 2090 + 1560 + 1800 + 1800 + 490 = 7740 \text{ kg}$$

$$P = 470 + 470 + 420 + 1400 = \underline{2760 \text{ kg}}$$

$$Q = 10500 \text{ kg}$$

Mod soveværelse:

$$G = 1560 + 2400 + 900 + 2440 + 900 + 320 = 8520 \text{ kg}$$

$$P = 470 + 500 + 210 + 1710 + 700 = \underline{3590 \text{ kg}}$$

$$Q = 12110 \text{ kg}$$

Totalvægt af hus:

Reaktioner ved punktfundering.

Punkt	Egenvægt	Nyttelast	Totallast
A	9500	1700	11200
B	11000	3100	14100
C	9300	1700	11000
D	9500	2000	11500
E	9100	2300	11400
F	13000	4100	17100
G	7900	2400	10300
H	10000	2000	12000
I	3100	900	4000
K	5400	1800	7200
L	2500	900	3400
M	8500	3600	12100
N	7700	2800	10500
O	9100	3600	12700
	115600	32900	148500

Hertil kommer fundamentsreaktionen fra pergola og læmur som beregnet i næste afsnit.

Maximale fundamentsreaktioner fra pergola og læmur

Der er i det foregående set bort fra den extrabelastning, der tilføres fundamentene fra pergolabjælkerne via facaderne i punkterne C og E.

Der vil fortsat blive set bort fra disse belastninger som ubetydelige, men i dette afsnit vil belastningerne i punkterne G, P, Q, R, S og T blive udregnet.

Punkt G (tillæg til allerede udregnet belastning)

$$\begin{aligned} \text{Læmur: } G &= 1/2 \cdot 2,9 = 1,5 \text{ t} \\ P &= 0 \\ U &= 1,5 \text{ t} \end{aligned}$$

Punkt P (maksimalt)

$$\begin{aligned} \text{Bjælker: } 1/2 (0,88 + 2,03) &= 1,46 \text{ t} \\ \text{Overdækning: } 30 \cdot 5,1 \cdot 2,25 &= 0,35 \text{ t} \\ G &= 1,8 \text{ t} \\ \text{Sne: } 75 \cdot 5,1 \cdot 2,25 &= P = 0,9 \text{ t} \\ V &= 2,7 \text{ t} \end{aligned}$$

Punkt Q

$$\begin{aligned} \text{Bjælker: } 1/2 (2,03 + 0,69) &= 1,36 \text{ t} \\ \text{Overdækning: } 30 \cdot 6,8 \cdot 2,25 &= 0,46 \text{ t} \\ G &= 1,8 \text{ t} \\ \text{Sne: } 75 \cdot 6,8 \cdot 2,25 &= P = 1,1 \text{ t} \\ V &= 2,9 \text{ t} \end{aligned}$$

Punkt R (maksimalt)

Som pkt. P

Punkt S

$$\begin{aligned} \text{Bjælker: } 1/2 \cdot (0,90 + 2,09 + 0,67) &= 1,83 \text{ t} \\ \text{Overdækning: } 36 \cdot 1,7 \cdot 7,5 &= 0,38 \text{ t} \\ G &= 2,2 \text{ t} \\ \text{Sne: } 75 \cdot 1,7 \cdot 7,5 &= P = 1,0 \text{ t} \\ V &= 3,2 \text{ t} \end{aligned}$$

Punkt T

$$\begin{aligned} \text{Bjælker: } 1/2 (2,09 + 2,9) &= 2,5 \text{ t} \\ \text{Overdækning: } 30 \cdot 1,7 \cdot 5,25 &= 0,3 \text{ t} \\ G &= 2,8 \text{ t} \\ \text{Sne: } 75 \cdot 1,7 \cdot 5,25 &= P = 0,7 \text{ t} \\ V &= 3,5 \text{ t} \end{aligned}$$

0.9. Tilladelige spændinger.

Alt beton udstøbt på fabrik udfører efter klasse A
(Skarpet kontrol)

Beton i bjælker.

$$\sigma_T = 400 \text{ at}; \sigma_B = 1,25 \times 400 = 500 \text{ at}$$

$$r_b = 78 + 0,19(500 - 300) = 116 \text{ at}$$

$$\tau_{\max} = 9 \text{ at uden armering}$$

$$\tau_{\max} = 27 \text{ at med armering}$$

Beton iøvrigt.

$$\sigma_T = 290 \text{ at}; \sigma_B = 1,25 \times 290 = 362 \text{ at}$$

$$r_b = 78 + 0,19(362 - 300) = 90 \text{ at}$$

$$\tau_{\max} = 9 \text{ at uden armering}$$

$$\tau_{\max} = 27 \text{ at med armering}$$

Tentorstål.

Indendørs: $r_j = 2600 + 5\% = 2730 \text{ at}$ for T6 og T8

$r_j = 2800 + 5\% = 2940 \text{ at}$ for $\geq T10$

Udendørs : $r_j = 2500 + 5\% = 2625 \text{ at}$

Kamstål.KS50.

$r_j = 2500 + 5\% = 2625 \text{ at}$

Rundjern St.37.

$r_j = 1300 + 5\% = 1365 \text{ at}$

Svejste stålnet af normal type.

$r_j = 2300 \text{ at}$

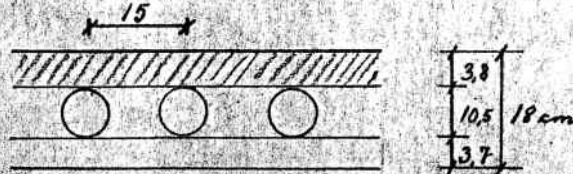
at kg/cm^2

1. Tagplader.

1.1. Belastninger.

Maximal spændvidde 5,10 m

Tykkelse:



$$\text{Egenvægt: } (0,15 \times 0,18 - \frac{\pi}{4} \times 0,105^2) \frac{2400}{0,15} \approx 300 \text{ kg/m}^2$$

Tagpap og isolering

25 "

Sne

75 "

400 kg/m²

1.2. Spændingsundersøgelse.

$$m = \frac{1}{8} \times 400 \times 5,10^2 = 1300 \text{ kgm} \quad \checkmark \text{ kgm/m} \quad !$$

$$h_t = 18,0 - 2,2 - \frac{1}{2} \times 3,8 = 13,9 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$F_j = \frac{130000}{13,9 \times 2300} = 4,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ARMERING: Svejste stålnet $\varnothing 9$ pr 150 $\sim 4,26 \text{ cm}^2/\text{m}$. FORDELINGSARME-

RING $\varnothing 6$ pr. ca. 330 $\sim 0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$. $x = \frac{1}{2} \cdot 3,8 + \frac{13,9}{1 + \frac{100 \cdot 3,8}{15 \cdot 4,26}} = 1,9 + 2,02 =$

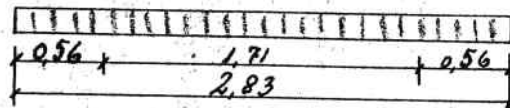
3,92 cm.

$$\sigma_b = \frac{2300 \cdot 3,92}{13,9(18 - 2,2 - 3,9)} = 54,5 \text{ at.}$$

1.3. Endetværbjælke.

Belastning: $\frac{1}{2} \times 400 \times 5,10 = 1020 \text{ kg/m}$

Maximal spændvidde



$$m_{\text{neg}} = -\frac{1}{2} \times 1020 \times 0,56^2 = 160 \text{ kgm}$$

$$m_{\text{pos}} = \frac{1}{8} \times 1020 \times 1,71^2 - 160 = 373 - 160 = 213 \text{ kgm}$$

$$h_n = 15 \text{ cm}; F_j = \frac{21300}{0,9 \times 15 \times 2630} = 0,60 \text{ cm}^2 \sim 2T8 \text{ foroven og forneden.}$$

2. Facader.

2.1. Facade over glasparti.

2.1.1. Belastning.

Fra tagplader: $\frac{1}{2} \times 5,00 \times 400 = 1000 \text{ kg/m}$

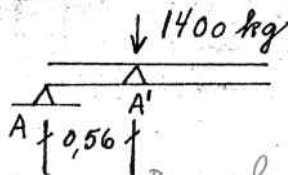


Egenvægt: 100 kg/m

$$\text{Reaktioner: } R_A = \frac{1}{2} \times 2,8(1000 + 100) = 1540 \text{ kg}$$

$$R_C = \frac{1}{2} \times 1,7(1000 + 100) = 930 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{1}{2}(2,8 + 1,7)(1000 + 100) = 2480 \text{ kg}$$



$$\text{Momenter: } m_{AB} = 1400 \times 0,56 + \frac{1}{8} 100 \times 2,8^2 = 780 + 100 = 880 \text{ kgm}$$

$$m_{BC} = 1400 \times 0,34 + \frac{1}{8} 100 \times 1,7^2 = 480 + 40 = 520 \text{ kgm}$$

2.1.2. Spændingsundersøgelse.

Bjælkestykket AB:

$$m = 880 \text{ kgm}; \quad h_n = 26 \text{ cm}$$

$$f_j \sim \frac{88000}{0,9 \times 26 \times 2630} = 1,43 \text{ cm}^2 \sim 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{157}{26 \times 11,5} = 0,53; \quad \varphi_k / \varphi_n = 0,891 / 3,242$$

$$\sigma_j = \frac{88000 \text{ m}}{0,891 \times 26 \times 1,57} = 2420 \text{ at}; \quad \sigma_b = 78 \text{ at}$$

2.1.3. Montagetilstand.

Ved løft i $\frac{1}{5}$ -dølpunkterne fås for egenvægt:

$$m = \frac{1}{2} \times 100 \times \left(\frac{1}{5} \times 4,5\right)^2 = 41 \text{ kgm}$$

Spændingerne uden betydning.

2.1.4. Forskydning.

$$Q = 1540 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{1540}{0,9 \times 26 \times 11,5} = 5,7 \text{ at}$$

22. Bærende Facader

22.1 Havefacade

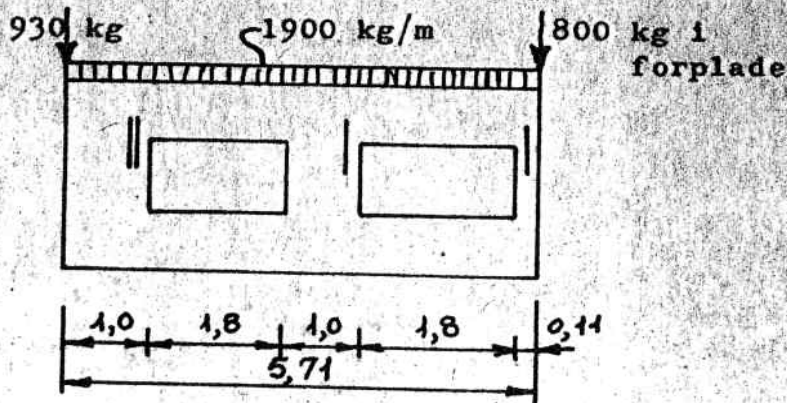
Belastning: 1900 kg/m (jvf. afs. 0.2)

Enkeltkraft fra facadedrager: 930 kg

- - pergola : max 800 kg

Egenvægt: \sim 700 kg/m

Element
i
havefacade



Forpladevægt i gennemsnit: \sim 300 kg/m

Moment i øverste trediedelspunkt fra forpladens excentricitet:

$$m_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} \cdot 300 \cdot 0,125 = 13 \text{ kgm/m}$$

Vindbelastning:

$$m_2 = \frac{1}{8} \cdot 50 \cdot 2,4^2 = 36 \text{ kgm/m}$$

Pergola:

$$m_3 = 800 \cdot 0,08 = 64 \text{ kgm}$$

"Søjle" ved hjørne:

Belastning: ca. 1 meter

$$\text{d.v.s. } N = 1900 + 350 + 800 = 3050 \text{ kg}$$

$$M = 13 + 36 + 64 = 113 \text{ kgm}$$

Tværsnit: 11 · 10,5 cm

Fri søjlelængde: L = 1,4 m

Øvrige tværskningskonstanter:

$$F_j = 4 \cdot 110 \sim 3,14 \text{ cm}^2$$

$$F = 11 \times 10,5 + 15 \times 3,14 = 163 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 11 \times 10,5^3 + 15 \times 3,14 \times 4^2 = 1840 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{1840}{5,25} = 350 \text{ cm}^3$$

$$L^2 = \frac{I}{F} = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{L}{i}\right)^2 = 0,175 \left(\frac{\text{m}}{\text{cm}}\right)^2$$

$$K = \frac{1}{1+0,175} = 0,85$$

$$N_s = 0,85 \times 72 = 61 \text{ at}$$

$$\frac{3050}{163} - \frac{11300}{350} = 18,7 - 32,3 = \begin{cases} 51,0 \text{ at} \\ 13,6 \text{ at} \end{cases}$$

Momentet skal forøges

$$N_s' = \frac{72}{1 + \left(1 + 0,04 \frac{163}{1,57 + \frac{3050}{2500}}\right) 0,175} = 46 \text{ at}$$

$$M = 11300 \frac{1 - \frac{18,7}{72}}{1 - \frac{18,7}{46}} - 18,7 \times 350 \frac{\frac{18,7}{46} - \frac{18,7}{61}}{1 - \frac{18,7}{46}}$$

$$= 11300 \times \frac{0,74}{0,59} - 6550 \times \frac{0,10}{0,59}$$

$$= 14200 - 1110 = 13090 \text{ kg cm}$$

$$\frac{e}{h_n} = \frac{13090}{3050 \times 8,2} = 0,52; \quad \varphi = \frac{157}{8,2 \times 11} = 1,7$$

Efter Efsen fås jN6 ; μ No,25

$$\sigma_b = \frac{13090}{0,25 \times 11 \times 8,2^2} = 70 \text{ at}; \quad \sigma_j = 420 \text{ at}$$

"Søjle" i midten

Belastning: ca. 2,8 m

d.v.s. $N = (1900 + 700) \times 2,8 = 7300 \text{ kg}$

$M = (13 + 36) \times 2,8 = 137 \text{ kgm}$

Tværsnit: 100 x 8,5 cm

Fri søjlelængde: $L = 1,1 \text{ m}$

Øvrige tværsnitskonstanter:

$F_j = 8 T10 \sim 6,28 \text{ cm}^2$

$F = 850 + 15 \times 6,28 = 944 \text{ cm}^2$

$I = \frac{1}{12} \times 100 \times 8,5^3 + 15 \times 6,28 \times 3^2 = 5950 \text{ cm}^4$

$W = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{5950}{4,25} = 1400 \text{ cm}^3$

$i^2 = \frac{I}{F} = 1,49$

$\left(\frac{L}{i}\right)^2 = 0,81 \left(\frac{\text{m}}{\text{cm}}\right)^2$

$K = \frac{1}{1 + 0,81} = 0,55$

$\sigma_s = 0,55 \times 72 = 44 \text{ at}$

$\frac{7300}{944} + \frac{13700}{1400} = 7,7 + 9,8 = \begin{cases} 17,5 \text{ at} \\ - 2,1 \text{ at} \end{cases}$

$12,11 < \frac{1}{5} 17,5 = 3,5$

$7,7 \times \frac{90}{44} + 9,8 = 15,7 + 9,8 = 25,5 \text{ at}$

"Søjle" ved bjælke

Belastning < midtersøjle's armering 8 T 10

Bjælke over vindue

Belastning: 1900 kg/m
 + Egenvægt: $\frac{60}{-}$
 ialt $\frac{1960}{\text{kg/m}}$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 1960 \cdot 2,0^2 = 980 \text{ kgm}$$

$$h_n \sim 26 \text{ cm}, F_j \sim \frac{98000}{0,9 \cdot 26 \cdot 2940} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Ved armering med 2 T 12 $\sim 2,26 \text{ cm}^2$ fås:

$$\varphi = \frac{226}{26 \cdot 8,5} = 1,02\%, \quad \varphi_k / \varphi_n = 0,86 / 4,85$$

$$\sigma_j = \frac{98000}{0,86 \cdot 26 \cdot 2,26} = 1940 \text{ at}, \quad \sigma_b = 94 \text{ at}$$

Oversigt over armering i bærende facadeelement:

Forplade: Net $\emptyset 4,2$ pr. 100 b.r.

Hjørneforstærkning, T 10, L = 1000 mm ved vinduer

Bagplade: Gennemgående bjælkearmering over vinduer:

2 T 6
 Bj1. R 7 pr. 25
 2 T 12

Lodret søjlearmering:
 ialt 5 søjler:

2 T 10
 Bj1. R 7 pr. 20
 2 T 10

Forneden: kantarmering af 1 T 10

2.2.2. Køkkenfacade

Belastninger mindre end ved havefacade.

Armering efter samme principper.

2.3. Øvrige facader

Belastningerne fra egenvægt, forpladeexcentricitet og bjælkereaktioner kan uden nærmere eftervisning optages i facaden mod nabohuset, uden at bagpladen armeres. Af hensyn til afformning og transport anvendes dog en passende ringarmering.

I facaden med hoveddøren anbringes søjlearmering 4 T 10 til optagelse af bjælkereaktionen. Endvidere sikres hjørnerne ved døren, og der anbringes en passende ringarmering.

2.4. Fastholdelse af facader

Sug $\sim 64 \text{ kg/m}^2$ over hele fladen

$$V \sim 10,9 \cdot 2,9 \cdot 64 = 2000 \text{ kg}$$

dvs. taget skal kunne optage ca. 1000 kg fordelt på plader eller "hundehuse".

Et "hundehus" skal således kunne optage ca. 500 kg maximalt som forskydning.

Pasforbindelserne skal ligeledes optage ca. 500 kg. $\sim 1,0 \text{ cm}^2$

3. Bjælker.

3.1. Bjælke under tagplader.

3.1.1. Belastning.

$$\text{Fra tag: } \frac{1}{2} \times 400 \times 9,80 = 1960 \text{ kg/m}$$

$$\text{Egenvægt: } 0,14 \times 0,30 \times 2,4 = 100 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{c} \downarrow P \\ \text{---} \triangle \text{---} \\ \uparrow \quad \downarrow \\ | \quad | \\ | \quad | \\ \text{0,6} \end{array} \quad P = 1960 \times 1,4 = 2740 \text{ kg}$$

$$m = 2740 \times 0,6 + \frac{1}{8} \times 100 \times 2,8^2 = 1650 + 100 = 1750 \text{ kgm}$$

3.1.2. Spændingsundersøgelse.

$$f_j = \frac{175000}{0,9 \times 26 \times 2630} = 2,8 \text{ cm}^2 \quad 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{308}{14 \times 26} = 0,85 ; \varphi_k / \varphi_h = 0,869 / 4,322$$

$$\sigma_j / \sigma_b = 2510 / 109 \text{ at}$$

3.1.3. Forskydning.

$$Q = 2740 + 1,4 \times 100 = 2880 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{2880}{0,9 \times 14 \times 26} = 8,8 \text{ at} < 9,0 \text{ at}$$

3.2. Bjælke under gulv i stue og ved soverum.

3.2.1. Belastning.

$$\text{Fra gulv: } \frac{1}{2} \times 9,8 \times 575 = 2810 \text{ kg/m}$$

$$\text{Egenvægt} \quad \quad \quad \underline{150 \text{ "}}$$

$$\text{Ialt} \quad \quad \quad 2960 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{c} \downarrow P \\ \text{---} \triangle \text{---} \\ \uparrow \quad \downarrow \\ | \quad | \\ | \quad | \\ \text{0,6} \end{array} \quad P = 2810 \times 1,4 = 3940 \text{ kg}$$

$$m = 3940 \times 0,6 + \frac{1}{8} \times 150 \times 2,8^2 = 2360 + 150 = 2510 \text{ kgm}$$

3.2.2. Spændingsundersøgelse.

$$f_j = \frac{251000}{0,9 \times 23 \times 2640} = 4,6 \text{ cm}^2 \quad 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{616}{22 \times 23} = 1,21 ; \varphi_k / \varphi_h = 0,851 / 5,40$$

$$\sigma_j = \frac{251000}{0,851 \times 23 \times 6,16} = 2080 \text{ at} ; \sigma_b = 102 \text{ at}$$

3.23. Forskydning.

$$Q = 2960 \times 1,4 = 4150 \text{ kg.}$$

$$\tau = \frac{4150}{0,9 \times 30 \times 23} = 6,7 \text{ at.}$$

3.3. Bjælke under gulv ved units.

Dragespændvidden er 2,2 m, idet drageren understøttes på midten.

Spændingen uden betydning.

4. Søjler.

4.1. Søjle i glasparti i facade.

4.1.1. Belastning.

Lodret last: $P = 2650 \text{ kg}$

Vind på facade: $M = \frac{1}{8} 50 \times 2,0 \times 2,1^2 = 55 \text{ kgm}$

4.1.2. Udformning.

Søjlen udføres af $1150 \times 100 \times 10$ simpelt understøttet i begge ender og med den lille flange \neq facaden, hvorfor der kan ses bort fra vindbelastningen.

4.1.3. Spændingsundersøgelse.

$1150 \times 100 \times 10$ har $F = 14,1 \text{ cm}^2$ og $I_{\min} = 15,5 \text{ cm}^4$

$$\sigma = \frac{2650}{14,1} = 188 \text{ at} \sim r_s$$

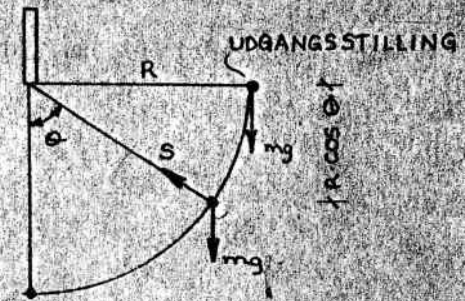
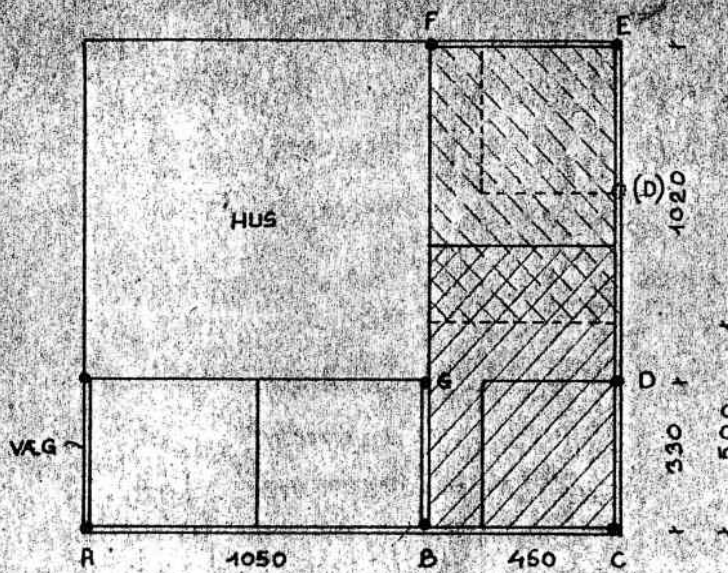
idet

$$\xi = \frac{14,1^2}{15,5} = 12,8$$

$$\mu = \frac{0,33 \times 12,8 \times 2,1^2}{14,1} = 1,32 > \frac{1}{2}$$

$$r_s = \frac{1040}{4 \times 1,32} = 197 \text{ at}$$

5. Pergola.



5.1. Forudsætninger:

- 1.) Udhængsbjælkerne udføres i beton med max. tværsnit 67 x 12 cm.
- 2.) Der regnes med understøtninger i A, B,, G.
- 3.) Der regnes med overdækning overalt.
- 4.) Der regnes med en gyngemelle mellem A og B

5.2. Tilladelige spændinger:

Armering: Tentorstål; Klasse A: $r_j = 2630$ at
 Beton : $\sigma_T = 400$ at; Klasse A: $r_b = 116$ at

Belastninger:

Egenvægt: Beton: $0,67 \times 0,12 \times 2,4 = 190$ kg/m
 Overdækning: Glas og ramme: 30 kg/m²
 Sne: 75 kg/m²
 Vind: vandret: 50 kg/m²; lodret nedad 0 kg/m²

Gyngemelle:

$$\text{Energisætn.: } \frac{1}{2} m v^2 = m g R \cos e$$

$$v^2 = 2 g R \cos e$$

$$\text{Proj. på snoren: } \frac{m v^2}{R} = S - m g \cos e$$

Snorkraft:

$$S = m \frac{v^2}{R} + m g \cos e = 3 m g \cos e$$

$$S_v = 1,5 m g \sin 2e$$

$$S_l = 3 m g \cos^2 e$$

$$\text{max. } S_v = 1,5 \text{ mg for } \theta = 45$$

$$\text{" } S_1 = 3 \text{ mg for } \theta = 0$$

Indsættes $m_g = 70 \text{ kg}$ fås maksimal vandret påvirkning

$$S_v = 105 \text{ kg}; \quad S_1 = 105 \text{ kg}$$

Maksimal lodret påvirkning

$$S_v = 0; \quad S_1 = 210 \text{ kg}$$

5.3. Belastningstilfælde:

- I) Egenvægt + Sne
- II) Egenvægt + Gyng
- III) Egenvægt + Gyng + Vind ($r + 25\%$)
- IV) Egenvægt + Sne + Vind ($r + 25\%$)
- V) Egenvægt + Vind

5.4. Spændingsundersøgelse.

- 1) Bjælke AB

I) Belastning: egenvægt: 190 kg/m

$$\begin{aligned} \text{glas + ramme: } & \frac{1}{2} 30 \times 3,30 = 50 \text{ "} \\ \text{sne: } & \frac{1}{2} \times 75 \times 3,30 = 124 \text{ "} \\ q = & 364 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$l = 10,50 \text{ m}; \quad m = \frac{1}{8} \times 364 \times 10,50^2 = 5020 \text{ kgm}$$

$$F_j = \frac{502000}{0,9 \times 63 \times 2630} = 3,36 \text{ cm}^2 \quad 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \frac{339}{63 \times 12} = 0,45; \quad \phi_k/\phi_b = 0,898/2,941; \quad \beta = 0,306$$

$$\sigma_j = \frac{502000}{0,898 \times 63 \times 3,39} = 2620 \text{ at}; \quad \sigma_b = 77 \text{ at}; \quad x = 19,3 \text{ cm}$$

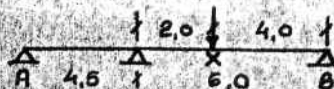
- II) Med max. lodret påvirkning fra gyngen:

$$m = \frac{1}{8} (190 + 50) 10,50^2 + \frac{1}{4} \times 210 \times 10,50$$

$$= 3310 + 550 = 3860 \text{ kgm} < m_I$$

Med max. vandret påvirkning fra gyngen:

Bjælken regnes understøttet mod den vandrette påvirkning således:



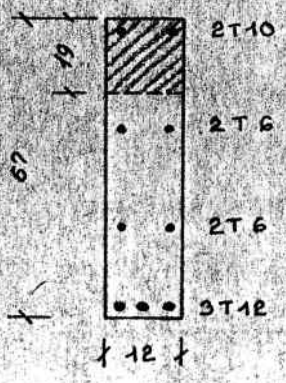
Gyngen placeret i pkt. x skønnes farligst.

$$m_L = \frac{1}{2} \times (190 + 50) 10,50 \times 4,0 - \frac{1}{2} (190 + 50) 4,0^2 + 105 \frac{6,5 \times 4,0}{10,5}$$

$$= 5040 - 1920 + 260 = 3380 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{338000}{0,898 \times 63 \times 3,39} = 1760 \text{ at}; \quad \sigma_b = 52 \text{ at}$$

$$x \approx 19 \text{ cm}$$



$$m_v = 105 \times \frac{2,0 \times 4,0}{6,0} = 140 \text{ kgm}$$

$$F_j = 1T10 + 2T6 + 1T12 = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \frac{249}{19 \times 9,4} = 1,40$$

$$\phi_k / \phi_h = 0,843 / 5,94$$

$$\sigma_j = \frac{14000}{0,843 \times 9,4 \times 2,49} = 710 \text{ at}$$

$$\sigma_b = 42 \text{ at}$$

Resultierende spændinger $\sigma_j / \sigma_b = 2470 \text{ at} / 94 \text{ at}$

III) Som II, men med tillæg af vind.

$$\text{Vindkraft: } 0,67 \times 50 = 34 \text{ kg/m}$$

$$\text{Ved gyngen fås: } \Delta m = \frac{1}{2} \times 34 \times 6,0 \times 2,0 - \frac{1}{2} 34 \times 2,0^2$$

$$= 204 - 68 = 136 \text{ kgm}$$

$$m_v = 140 + 136 = 276 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{27600}{0,843 \times 9,4 \times 2,49} = 1400 \text{ at}; \quad \sigma_b = 83 \text{ at}$$

Resultierende spændinger:

$$\sigma_j / \sigma_b = 3160 \text{ at} / 135 \text{ at} \quad r_j + 25\% / r_b + 25\% = 3290 / 145 \text{ at}$$

Forskydning:

$$Q = 364 \times \frac{1}{2} \times 10,50 = 1910 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{1910}{0,9 \times 63 \times 12} = 2,8 \text{ at}$$

2) Bjælke DE (eller CD).

I) Belastning: egenvægt

$$190 \text{ kg/m}$$

$$\text{glas + Ramme: } \frac{1}{2} 30 \times 4,5 = 70 \text{ "}$$

$$\text{sne: } \frac{1}{2} \times 75 \times 4,5 = 170 \text{ "}$$

$$\underline{\underline{430 \text{ kg/m}}}$$

$$l = 10,20 \text{ m}; m = \frac{1}{8} 430 \times 10,20^2 = 5600 \text{ kgm}$$

$$F_j = \frac{560000}{0,9 \times 2630 \times 63} = 3,75 \text{ cm}^2; 2T12 + 1T14 = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{380}{63 \times 12} = 0,50; \varphi_k/\varphi_h = 0,894/3,130; \beta = 0,319$$

$$\sigma_j = \frac{560000}{0,894 \times 63 \times 3,80} = 2620 \text{ at}; \sigma_b = 82 \text{ at}; x = 20 \text{ cm}$$

V) Der påregnes opstillet lævægge langs DE og overdækning på 5,1 m.

$$\text{Vindbelastning: } \frac{1}{2} \times 2,75 \times 50 = 69 \text{ kg/m}$$

$$m_L = \frac{1}{8} 190 \times 10,20^2 + \frac{1}{16} \times 70 \times 10,20^2 = 2470 + 460 = 2930 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{293000}{0,894 \times 63 \times 3,80} = 1370 \text{ at}; \sigma_b = 43 \text{ at}$$

$$m_v = \frac{1}{8} \times 69 \times 5,1^2 = 225 \text{ kgm}$$

$$F_j = 1T10 + 2T6 + 1T14 = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = \frac{290}{20 \times 9,4} = 1,54; k/h = 0,838/6,33$$

$$\sigma_j = \frac{22500}{0,839 \times 9,4 \times 2,90} = 990 \text{ at}; \sigma_b = 63 \text{ at}$$

Resulterende spændinger: $\sigma_j / \sigma_b = 2360 \text{ at} / 106 \text{ at}$

IV) Fra sneen fås med overdækning 5,1 m:

$$\Delta m_L = \frac{1}{16} \times 170 \times 10,2^2 = 1100 \text{ kgm}$$

$$m_L = 2930 + 1100 = 4030 \text{ kgm}$$

$$\sigma_j = \frac{403000}{0,894 \times 63 \times 3,80} = 1890 \text{ at}; \sigma_b = 59 \text{ at}$$

Resulterende spændinger: $\sigma_j / \sigma_b = 2880 / 120 \text{ at}$

5.5. Stabilitet.

Systemets stabilitet sikres ved indspændte søjler i punkt B og C.

Belastning.

Vind på fladen C (D): $\frac{1}{4} \times 50 \times 2,9 \times 5,0 = 181 \text{ kg}$

Gynge ved pkt. B : 105 "

$P_v = 286 \text{ kg}$

Reaktion fra drager: $P_L = 364 \times 7,5 = 2730 \text{ kg}$

Dimensionering.

$$N = P_L = 2730 \text{ kg}; \quad M = P_v \times 2,3 = 660 \text{ kgm}$$

$$r_0 = 0,8 \times r = 0,8 \times 1450 = 1160 \text{ kg/cm}^2$$

Der anvendes 2 stk. 4" galv. dampør:

$$= \frac{2730}{17,0} = 160 \text{ at}; \quad r_B = \frac{2200}{1,85} \times \frac{252}{4,6^2 \times 17,0} = 830 \text{ at}$$

$$160 + 0,8 \times \frac{\frac{1}{2} \times 66000}{44,4} \times \frac{830}{830 - 160} = 900 \text{ at}$$

5.6 Havemur

I skel placeres et "havemurselement", der dels tjener til afskærmning mod nabo og dels til baring af pergolabjælke.

5.6.1 Belastning

Der ses bort fra vindpåvirkningen ved de følgende beregninger, idet kræfterne herfra overføres til søjler og facade.

$$\text{Reaktion fra drager: } R = 364 \cdot 5,25 = 1910 \text{ kg}$$

$$\text{Egenvægt af ca. } \frac{1}{5} \text{ murbredde:} \quad \sim 600 \text{ -}$$

$$\text{Tillæg for excentricitet: } 100\% \quad \sim 1910 \text{ -}$$

$$P = 4420 \text{ kg}$$

$$\text{Søjlehøjde } \sim 2,6 \text{ m}; \quad a = 12 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1}{1 + 12 \left(\frac{2,6}{12} \right)^2} = 0,64$$

$$r_s = 0,8 \cdot 90 \cdot 0,64 = 46 \text{ at}$$

Med 70 cm "søjle" og 4R14 fås:

$$F = 12 \times 70 = 840 \text{ cm}^2$$

$$6,16 \times 15 \sim 90 \text{ -}$$

$$930 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4420}{930} = 47 \text{ at} \sim r_s$$

5.7. Terrasse- og Carportoverdækning.

5.7.1. Belastninger:

egenvægt	30 kg/m ²
sne	75 -
vind : tryk	0 -
sugning: - 1,6 · 50	= -80 -

5.7.2. Materialer og tilladelige spændinger:

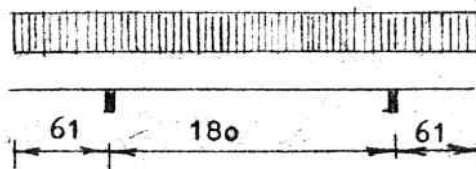
Plastplader type "FASTLOCK", tilladelig spændvidde med sne eller vind 0,70 m

Lægter, nåletræ,	$r_{bøjn.} = 90 \text{ kg/cm}^2$
RHS - profiler, stål 42,	$r_{bøjn.} = 1470 -$
Dorne på RHS, - 44,	- = 1540 -
Tværstag, - 37,	- = 1300 -

5.7.3 Spændings- og nedbøjningsbestemmelser:

5.7.3.1. Lægter : 2 x 3" høvlet

last : 0,68 · 105 75 kg/m



max. moment:

$$0,125 \cdot 1,80^2 \cdot 75 - 0,5 \cdot 0,61^2 \cdot 75$$

$$= 30,4 - 14,0$$

$$= 16,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

modstandsmoment:

$$\frac{1}{6} \cdot 4,5 \cdot 7,0^2 = 37 \text{ cm}^3$$

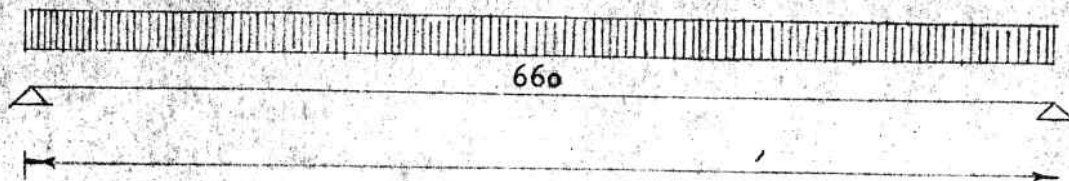
spænding:

$$\frac{1640}{37} = 45 \text{ kg/cm}^2 < 90 \text{ kg/cm}^2$$

5.7.3.2. RHS - profiler:

 5.7.3.2.1. Carport: 3 x 6", tykkelse 6,3 mm, $W_x = 104 \text{ cm}^3$, $I_x = 795 \text{ cm}^4$

$$\text{last: } 1,51 \cdot 105 = 160 \text{ kg/m}$$



max. moment:

$$0,125 \cdot 160 \cdot 6,60^2 = 870 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

spænding:

$$\frac{87000}{104} = 840 \text{ kg/cm}^2 < 1470 \text{ kg/cm}^2$$

nedbøjning for totallast:

$$\frac{5}{48} \cdot \frac{87000 \cdot 660^2}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 795} = 2,4 \text{ cm} \sim \frac{660}{280}$$

$$\text{Dorn: } \varnothing 25, W_x = \frac{\pi}{32} \cdot 2,5^3 = 1,54 \text{ cm}^3$$

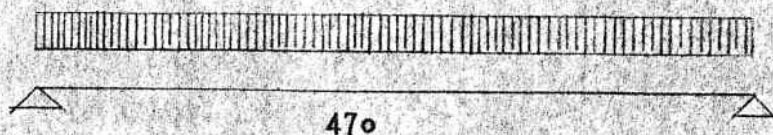
max. moment: (udlæg 4 cm)

$$1/2 \cdot 6,60 \cdot 160 \cdot 4 = 2100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

spænding:

$$\frac{2100}{1,54} = 1370 \text{ kg/cm}^2 < 1540 \text{ kg/cm}^2$$

5.7.3.2.2 Terrasse: 2 1/2 x 5", tykkelse 6,3 mm, $W_x = 70,0 \text{ cm}^3$, $I_x = 445 \text{ cm}^4$
 last: $1,51 \cdot 10^5$ = 160 kg/cm



max. moment:
 $0,125 \cdot 160 \cdot 4,70^2 = 445 \text{ kg}\cdot\text{m}$

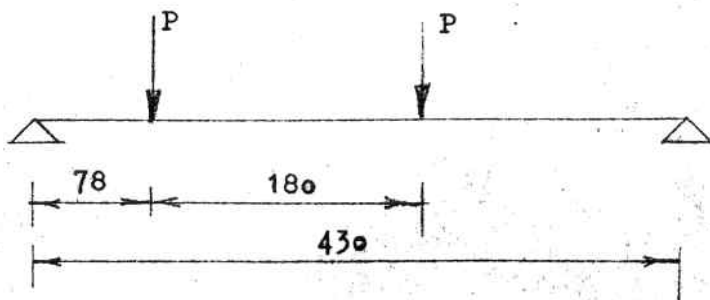
spænding:
 $\frac{44500}{70} = 635 \text{ kg/cm}^2$ 1470 kg/cm^2

nedbøjning for totallast:
 $\frac{5}{48} \cdot \frac{44500 \cdot 470^2}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 445} = 1,09 \text{ cm} \sim \frac{470}{210}$

Dorn: udføres med samme dimension som 5.7.3.2.1

5.7.3.3. Tværstag.

Hårdest belastede stag bærer carportoverdækningen



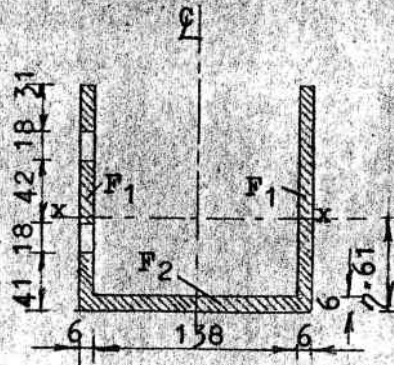
last: P (reaktion fra RHS profil) : $3,30 \cdot 160 = 530 \text{ kg}$

max. moment:

$$530 \cdot \left(\frac{2,58 \cdot 1,72}{4,30} + \frac{0,78 \cdot 1,72}{4,30} \right) = \frac{530}{4,30} (4,44 + 1,34) = 711 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Da hullsvækkelsen kun udgør $\frac{0,6 \cdot 1,8 \cdot 2 \cdot 100}{43,8 \cdot 0,6} = 8,3 \% < 12\%$

ses bort herfra ved beregningen af tværsnittets konstanter.



$$F_1: 2 \cdot 0,6 \cdot 15,0 = 18,0 \text{ cm}^2, 7,5 = 135 \text{ cm}^3, 18,0 \cdot 1,4^2 = 35 \text{ cm}^4, 1/12 \cdot 15^3 \cdot 0,6 \cdot 2 = 338 \text{ cm}^4$$

$$F_2: 0,6 \cdot 13,8 = 8,3 \text{ cm}^2, 8,3 \cdot 0,3 = 25 \text{ cm}^3, 8,3 \cdot 5,8^2 = 279 \text{ cm}^4, 1/12 \cdot 0,6^3 \cdot 13,8 = 0 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{135 + 25}{18,0 + 8,3} = \frac{160}{26,3} = 6,1 \text{ cm}$$

$$I_x = 35 + 279 + 338 = 652 \text{ cm}^4$$

$$W_{x, \text{mm}} = \frac{652}{8,9} = 73 \text{ cm}^3$$

spænding:

$$\frac{71100}{73} = 975 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2$$

nedbøjning:

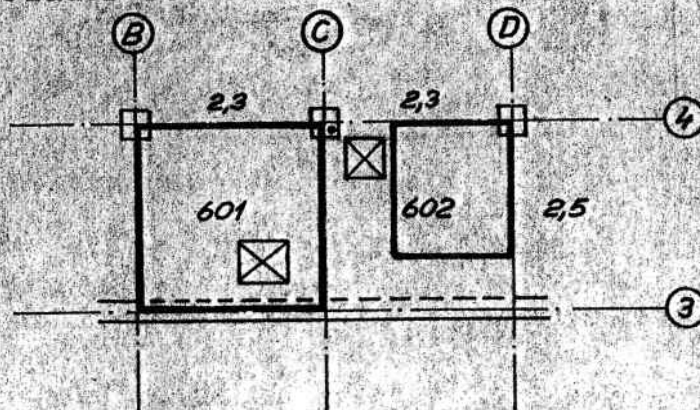
$$\sim \frac{1}{12} \cdot \frac{71100 \cdot 430^2}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 652} = 0,8 \text{ cm} \sim \frac{430}{540}$$

6. UNITS

6.1. GULVPLADER

6.1.1. UNDERSTØTNINGSFORHOLD OG BELASTNINGER.

Plader set fra oven



Understøtningen sker på punktfundamenter (B,4), (C,4) og (D,4) samt langs linie 3.

Belastninger antages jævnt fordelt over hele pladens areal: $2,3 \times 2,5 = 5,8 \text{ m}^2$

Efter afsnit 0.2, fås:

Plade 601: $Q = 10220 \text{ kg.}$

$$q = \frac{10220}{5,8} = 1770 \text{ kg/m}^2$$

Plade 602: $Q = 8120 \text{ kg.}$

$$q = \frac{8120}{5,8} = 1400 \text{ kg/m}^2$$

6.1.2. ARMERING AF PLADE I 601 (701).

Nyttig pladetykkelse 14 cm.

Pladen enkeltarmeres i retning gang - køkken.

$$M = 1/8 \cdot 1770 \cdot 2,5^2 = 1380 \text{ kg}$$

$$F_j = \frac{1380}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 2300} = 5,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Anvendes net $\emptyset 9$ pr. 120/ $\emptyset 6$ pr. 100 fås $5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\times 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Spændingsundersøgelse:

$$\rho = \frac{5,3}{12} = 0,44$$

$$f_k/q_H = 0,9/2,9$$

$$\sigma_j = \frac{1380}{0,9 \cdot 0,12 \cdot 5,3} = 2410 \text{ at} ; \sigma_b = 70 \text{ at}$$

Tværbjælker i pladeenden

$$M = 1/8 \cdot 1,25 \cdot 1770 \cdot 2,2^2 = 1340 \text{ kgm}$$

$$F_j = \frac{1340}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 2940} = 4,2 \text{ cm}^2 \sim 10 \text{ } \emptyset 6 + 2T10 = 2,8 + 1,6 = 4,4 \text{ cm}^2$$

Ekstraarmering ved hul:

$$M = 0,5 \cdot 1380 \cdot 0,75 = 520 \text{ kgm}$$

$$h_m \sim 15 \text{ cm}$$

$$F_j = \frac{520 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 15 \cdot 2940} = 1,31 \text{ cm}^2 \sim 2T10$$

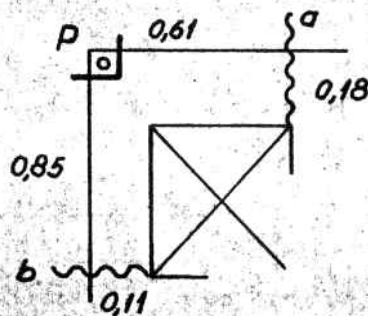
6.1.3. ARMERING AF PLADE I 602 (702)

Som plade i 601, dog

$$m = 1/8 \cdot 1400 \cdot 2,5^2 = 1090 \text{ kgm}$$

Der anvendes samme armering som i 701.

Ekstraarmering ved hul:



Hjørnereaktion:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,0}{2,3} \cdot 8120 = 1770 \text{ kg}$$

Hjørnekraften P påregnes optaget med 0,3P i den lille bjælke og 0,7P i den store.

$$M_1 = 0,3 \cdot 1770 \cdot 0,85 = 450 \text{ kgm}$$

$$h_n \sim 15 \text{ cm}$$

$$2T_{10} = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ giver } \varphi = \frac{157}{11 \times 15} = 0,95$$

$$\varphi_k / \varphi_n = 0,863 / 4,634$$

$$\sigma_j = \frac{450 \cdot 10^2}{0,86 \cdot 15 \cdot 1,57} = 2220 \text{ at}$$

$$\sigma_b = 103 \text{ at}$$

$$M_2 = 0,7 \cdot 1770 \cdot 0,61 = 755 \text{ kgm}$$

$$h_n \sim 18 \text{ cm}$$

$$3T_{10} = 2,36 \text{ cm}^2 \text{ giver } \varphi = \frac{2,36 \cdot 10^2}{18 \cdot 15} = 0,88$$

$$\varphi_k / \varphi_n = 0,867 / 4,417$$

$$\sigma_j = \frac{755 \cdot 10^2}{0,867 \cdot 15 \cdot 2,36} = 2460 \text{ at}$$

$$\sigma_b = 108 \text{ at}$$

6.2. VÆGGE.

Der anvendes ingen fladearming, men alle hjørner armeres med R7, L=2x50 cm placeret 5 cm fra top.

Desuden ilægges R7, L= 100 cm over åbninger.

6.3. TAGPLADER.

Armering som øvrige tagplader.

7. Gulvplader.

7.1. Belastninger.

Maximal spændvidde: 5,10 m	
Egenvægt (jvf. 1.1.):	300 kg/m ²
Gulvbelægning:	25 "
Nyttelast incl. skillerum:	<u>250 "</u>
	575 kg/m ²

7.2. Spændingsundersøgelse.

$$m = \frac{1}{8} \times 575 \times 5,10^2 = 1870 \text{ kgm}$$

$$h_t = 18,0 - 2,2 - \frac{1}{2} \times 3,8 = 13,9 \text{ cm}$$

$$F_j = \frac{187000}{13,9 \times 2625} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armering: Svejste stålnet Klo pr 150 ~ 5,26 cm²/m

Fordelingsarmering: ø7 pr ca. 330 ~ 1,2 m²/m.

$$x = \frac{1}{2} \times 3,8 + \frac{13,9}{1 + \frac{100 \times 3,8}{15 \times 5,26}} = 1,90 + 2,39 = 4,29 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2625 \times 4,29}{13,9(18 - 2,2 - 4,3)} = 70,5 \text{ at.}$$

7.3. Endetværbjælke.

Belastning: $\frac{1}{2} \times 575 \times 5,10 = 1465 \text{ kg/m}$

Spændvidder: jvf. 1.3.

$$m_{\text{neg}} = \frac{1}{2} \times 1465 \times 0,56^2 = -230 \text{ kgm}$$

$$m_{\text{pos}} = \frac{1}{8} \times 1465 \times 1,71^2 - 230 = 305 \text{ kgm}$$

$$h_n = 15 \text{ cm}$$

$$F_j = \frac{30500}{0,9 \times 15 \times 2630} = 0,86 \text{ cm}^2 \quad \text{2T8 foroven og forneden}$$

$$= 1,00 \text{ cm}^2$$

8 FUNDAMENTER

8.0 Oversigt

Det følgende afsnit giver en gennemgang af to principielt forskellige funderingsmetoder.

1. Direkte fundering: afsnit 8.3.

Husets fire fundamentsbjælker understøbes overalt på bæredygtig jord. Seks enkeltfundamenter under units.

2. Punktfundering: afsnit 8.4.

Husets fire fundamentsbjælker understøttes hver i tre punkter, hvor betonfundamenter eller pæle afgiver den fornødne bæreevne. Enkeltfundamenterne under units føres til bæredygtige lag eller pælefunderes.

8.1 Fundamentsbjælker

8.1.1 Udformning

Typiske tværsnit fremgår af vedlagte tegninger. Belastningen føres ned gennem tværribberne.

Belastninger: se afsnit 0.2.

8.1.2 Spændinger i brugstilstand

Reaktionen fra søjlen i glaspartiet skønnes dimensionsgivende i forbindelse med gulvplader og egenvægt:

$$\text{Fra søjlereaktion: } m_1 = \frac{1}{4} \cdot 2650 \cdot 5 = 3,3 \text{ tm}$$

$$\text{linielast: } m_2 = \frac{1}{8} (1,465 + 0,270) 5,0^2 = 5,4 \text{ -}$$

$$\text{Ialt: } m = \underline{8,7 \text{ tm}}$$

$$F_j = \frac{3,7 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 85 \cdot 2625} = 4,4 \text{ cm}^2 \sim 4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \frac{452}{85 \cdot 10} = 0,53 ; \quad \phi_u / \phi_h = 0,89 / 3,24$$

$$\sigma_j = \frac{8,7 \cdot 10^5}{0,89 \cdot 85 \cdot 4,52} = 2530 \text{ at} ; \quad \sigma_p = 82 \text{ at}$$

8.1.3 Spændinger under afformning

Der påregnes løft i 5-delspunkterne

Egenvægt 270 kg/m

$$m_{\max} = \left(\frac{1}{5} \cdot 10,3\right)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 270 = 570 \text{ kgm}$$

$$F_j = \frac{570 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 18 \cdot 2940} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad 4T12 \sim 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\phi = \frac{380}{18(13+16)} = 0,73; \quad \phi_w/\phi_n = 0,88/3,93$$

$$\sigma = \frac{570 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 18 \cdot 3,8} = 930 \text{ at}; \quad \sigma_b = 36 \text{ at}$$

8.2 Belastninger

Belastningerne er udregnet under afsnit 0,2 og angivet på bilag. Der regnes med partialkvotienterne

$$f_g = 1,0 \quad \text{og} \quad f_p = 1,5$$

8.3 Direkte fundering

8.3.1 Geotekniske forudsætninger

Bæreevnen udregnes for hvert af tilfældene "moræneler" og "sand og grus".

8.3.2 Direkte fundering på moræneler.

Der regnes med $q = 10 \text{ t/m}^2$

hvoraf $\frac{10}{1,75} = 5,7 \text{ t/m}^2$ med $f_c = 1,75$

Bæreevneformel:

$$\frac{Q}{A} = c_u^o N_c^o s_c^o d_c^o i_c^o + \frac{q}{f_c} \quad (\text{t/m}^2)$$

hvor:

$$c_u = c_n = 5,7 \text{ t/m}^2$$

$$N_c^o = 5,14$$

$$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$d_c^o = 1 + 0,35 \frac{D}{L} \quad 1 \quad (\text{idet } D = 0)$$

$$i_c^o = 1 \quad \text{og} \quad \frac{q}{f_c} = 0$$

indsat fås

$$\frac{Q}{A} = 5,7 \cdot 5,14 \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \text{ t/m}^2$$



Fundamentsbjælker:

$$B = 0,2 \text{ m}$$

$$Q = 5,7 \cdot 5,14 \cdot 0,2 \cdot 1,04 = 6,10 \text{ t/m}$$

$$V = \frac{1}{10,3} \cdot 1,0 (3,95 + 13,0 + 4,55) + 1,5 (1,2 + 4,1 + 1,15)$$

$$= \frac{1}{10,3} (1,0 \cdot 21,5 + 1,5 \cdot 6,45)$$

$$= \frac{1}{10,3} \cdot 31,2 = 3,0 \text{ t/m maximalt} < Q$$

Enkeltfundamenter: Punkt M, N og O

$$B \times L = 0,7 \times 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$Q = 5,7 \cdot 5,14 \cdot 0,49 \cdot 1,2 = 17,3 \text{ t}$$

$$V = 1,0 \cdot 9,1 + 1,5 \cdot 3,6 = 14,5 \text{ t max} < Q$$

Punkt I, K og L

$$B \times L = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$Q = 5,7 \cdot 5,14 \cdot 0,25 \cdot 1,2 = 8,8 \text{ t}$$

$$V = 1,0 \cdot 5,4 + 1,5 \cdot 1,8 = 8,1 \text{ t max} < Q$$

8.33 Direkte fundering på sand og grus

Der regnes med $\phi_a = 36$, hvoraf

$$\tan \phi_n = \frac{\tan \phi_a}{f_\phi} = \frac{0,726}{1,2} = 0,605; \quad \phi_n = 31,1$$

Bæreevneformel:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \gamma \bar{B} N_j \cdot S_j \cdot i_j + \bar{q} N_q S_q d_q i_q$$

Heri indsættes:

$$\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$$

$$N_j = 21,9$$

$$S_j = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$i_j = i_q = 1$$

$$\bar{q} = D_j \sim 0,5 \cdot 1,7 \text{ t/m}^2$$

$$N_q = 21,0$$

$$S_q = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1 + 0,35 \frac{0,5}{B}$$

indsat fås:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot B \cdot 21,9 \cdot \left(1 - 0,4 \frac{B}{L}\right) + 0,85 \cdot 21,0 \cdot \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0,35 \frac{0,5}{B}\right)$$

Fundamentsbjælker:

$$B = 0,2 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 0,2^2 \cdot 21,9 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,2) + 0,85 \cdot 21,0 \cdot 0,2 \cdot (1 + 0,2^2) \left(1 + 0,35 \frac{0,5}{0,2}\right) = 0,7 + 6,9 = 7,6 \text{ t/m} > V_{\max}$$

Enkeltfundamenter:

Punkt M, N og O

$$B \times L = 0,7 \times 0,7 = 0,49 \text{ m}^2$$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 0,7 \cdot 0,49 \cdot 21,9 \cdot 0,6 + 0,85 \cdot 21,0 \cdot 0,49 \cdot 1,2 \cdot 1,25 = 3,8 + 13,1 = 16,9 \text{ t} > V_{\max}$$

Punkt I, K og L

$$B \times L = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$Q = \frac{1}{2} \cdot 1,7 \cdot 0,5 \cdot 0,25 \cdot 21,9 \cdot 0,6 + 0,85 \cdot 21,0 \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 1,35 = 1,4 + 7,2 = 8,6 \text{ t} > V_{\max}$$

8.4 Punktfundering

8.4.1. Oversigt

Punktfundamenter under units er beregnet under afsnit 8.3. Punktfundamenter af ens størrelse udføres desuden i punkterne A-G (se tegn. 80/012).

I det følgende afsnit beregnes det stærkest belastede af punktfundamenter under fundamentsbjælkerne.

8.4.2. Punktfundament i punkt F

Belastning:

$$G = 13,0 \text{ t}$$

$$P = 4,1 \text{ t}$$

$$V = 17,1 \text{ t}$$

Størrelse: BxLxD = 0,60 . 1,00 . min. 0,50

idet fundamentet forudsættes ført til jordlag med min. $c_v = 10 \text{ t/m}^2$

Bæreevneformel for moræner:

$$\frac{Q}{A} = c_u N_c^0 S_c^0 d_c^0 i_c^0 + \frac{q}{q} \quad (\text{t/m}^2)$$

hvor:

$$c_u = c_n = \frac{10}{1,75} = 5,7 \text{ t/m}^2 \text{ med } f_c = 1,75$$

$$N_c^0 = 5,14$$

$$S_c^0 = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1 + 0,2 \frac{0,6}{1,0} = 1,12$$

$$d_c^0 = 1 + 0,35 \frac{D}{L} = 1 + 0,35 \frac{0,5}{1,0} = 1,175$$

$$i_c^0 = 1 \quad \text{og } Q = 0$$

indsat fås:

$$\frac{Q}{A} = 5,7 \cdot 5,14 \cdot 1,12 \cdot 1,175 = 38,7 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 38,7 = 23,2 \text{ t}$$

$$V_n = 13,0 \cdot 1,0 + 4,1 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 2,3 = 13,0 + 6,15 + 0,7 = 19,9 \text{ t} < Q$$

Bæreevneformel for sand og grus

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \gamma B N_j S_j i_j + \frac{q}{q} N_q S_q d_q i_q$$

idet der regnes med $\varphi_q = 36^\circ$ hvoraf

$$\tan \varphi_n = \frac{\tan \varphi_q}{f_c} = \frac{0,726}{1,2} = 0,605 \quad \text{og } \varphi_n = 31,1^\circ$$

indsættes:

$$\gamma = 1,77 \text{ m}^3$$

$$N_j = 21,9$$

$$S_j = 1 - 0,4 \frac{B}{L} = 0,76$$

$$i_j = i_q = 1$$

$$\frac{q}{q} = D_j = 0,5 \cdot 1,7 = 0,85 \text{ t/m}^2$$

$$N_d = 21,0$$

$$S_d = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1,12$$

$$d_d = 1 + 0,35 \frac{D}{L} = 1,175$$

hvoraf

$$\frac{Q}{A} = 1/2 \cdot 1,7 \cdot 0,6 \cdot 21,9 \cdot 0,76 \cdot 1 + 0,85 \cdot 21,0 \cdot 1,12 \cdot 1,175$$

$$= 8,5 + 23,5 = 32,0 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0,6 \cdot 32,0 = 19,3 \text{ T} \sim V_n$$

8.5. Fundamenter til pergolasøjler:

Punktfundamenterne udføres 50 x 50 x 90 cm og beregnes for

$$N = 2,9 + (0,5^2 \cdot 0,9)(2,3-1,8) = 2,9 + 0,1 = 3,0 \text{ t}$$

$$M = 0,4 \text{ tm (max.)}$$

$$e = \frac{0,4}{3,0} = 0,13 \text{ m}$$

Nyttigt fundamentsareal:

$$A_n = (0,25 - 0,13)^2 \cdot 0,5 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{3,0}{0,12} = 25 \text{ t/m}^2$$

Fundamenterne udføres med en 40 cm høj søjlekasse på en 50 cm grovbetonklods.

Armering mellem søjlekasse og grovbetonklods:

$$h_n = 0,45 \text{ m}$$

$$e_j = 0,13 + (1/2 \cdot 0,50 - 0,05) = 0,35 \text{ m}$$

$$M_j = 3,0 \cdot 0,35 = 1,05 \text{ tm}$$

$$F_{j,i} = \frac{1,05 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 45 \cdot 1300} = 2,0 \text{ cm}^2$$

$$F_j = 2,0 - \frac{3000}{130} < 0$$

Der anbringes dog ialt 4 stritter R 12 og 1 ring R 12

8.6. Specielle forhold ved aktuelle bebyggelser

Ved bebyggelsen på Baunevej (sag 1-001) nødvendiggør en opfyldt grusgrav pælefundering i et omfang, som fremgår af vedlagte tegninger.

8.6.1. Beregningsgrundlag

- a. Rapport fra G.I. vedr. grusgravens udstrækning og jordbundsforholdene.
- b. DIF's normer for fundering (DS 415).
- c. Oversigt over fundamentstryk (IBC's tegn. nr. 80/012).

8.6.2. Jordbundsforhold

Niveaukurver til oprindeligt terræn fremgår af vedlagte tegning.

Det benyttede fyld anses for egnet til direkte fundering, hvorfor der benyttes pæle.

Jordbundsforholdene i grusgravens bund er uafklarede, hvorfor pælens bæreevne bestemmes ved rammeformler. Ved de små belastninger, der her er tale om, er pælene overalt rammet til min. 30 t, da rammeformlerne ved mindre belastninger skønnes for usikre med deraf følgende fare for langtidssætninger.



Dato	Bl. nr.	Sag nr.
Kontrol		Side nr. B.Ø

B.3.4 Enkeltfundamenter med cirkulært tværsnit for units.

Forudsætninger: tilladeligt tryk på grunden: 30 t/m²

betonkvalitet i fundamenter: $\sigma_T \geq 160 \text{ kg/cm}^2$, d.v.s.

$$r_b = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_o = 40 \text{ -}$$

$$r_f = 5 \text{ -}$$

$$r_{\text{træk}} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

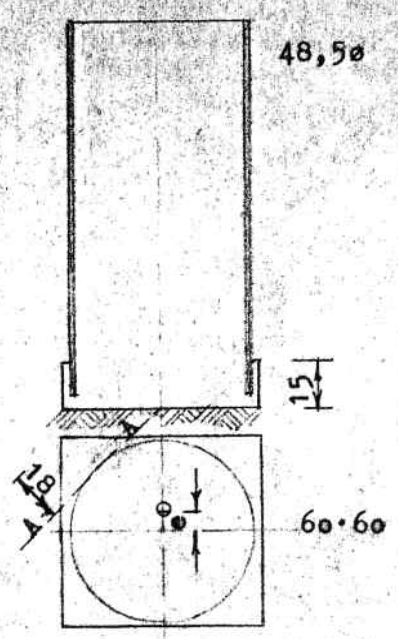
B.3.4.1. linie 4 (punkterne I, K og L)

Største last i punkt K incl. fundamentsvægt

(se side 0,7) : 7200 kg

Største excentricitet: 0,10m

$$\sigma_{\text{jord}} = \frac{7,2}{0,60 \cdot (0,60 - 2 \cdot 0,10)} = 30 \text{ t/m}^2$$



Spændinger: snit A-A:

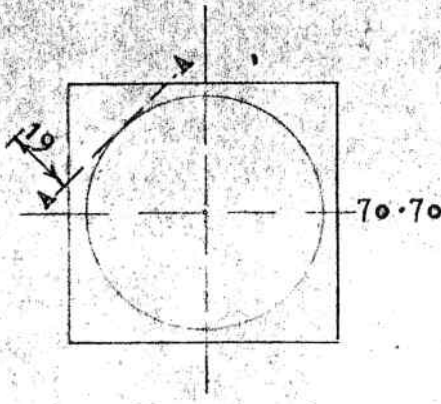
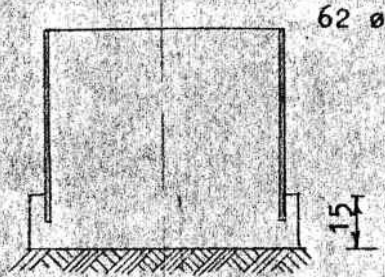
$Q \sim 1/2 \cdot 18 \cdot 37,3$	$\sim 1000 \text{ kg}$
$M \sim Q \cdot 6$	$\sim 6000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
$T_{\text{max}} \sim 1,5 \cdot \frac{1000}{18,37}$	$\sim 2,3 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{b, \text{træk}} \sim \frac{6 \cdot 6000}{15^2 \cdot 37}$	$\sim 4,4 \text{ -}$

8.3.4.1 linie 3 (punkterne M, N og O)

Største last i pkt O
incl. fundamentsvægt
(se side 0.7) 12700 kg

Da fundamentene er
forskudt 0,06 m bliver
den største excentricitet
kun 0,05 m

$$\sigma_{\text{jord}} = \frac{12,7}{0,70 \cdot (0,70 - 2 \cdot 0,05)} = 30 \text{ t/m}^2$$



Spændinger i snit A-A:

$$Q \sim 1/2 \cdot 19 \cdot 38 \cdot 3$$

$$\sim 1080 \text{ kg}$$

$$M \sim Q \cdot 6$$

$$\sim 6480 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$T \sim \frac{1080}{15 \cdot 38} \cdot 1,5$$

$$\sim 2,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b, \text{træk}} \sim \frac{6 \cdot 6480}{152 \cdot 38}$$

$$\sim 4,6 -$$