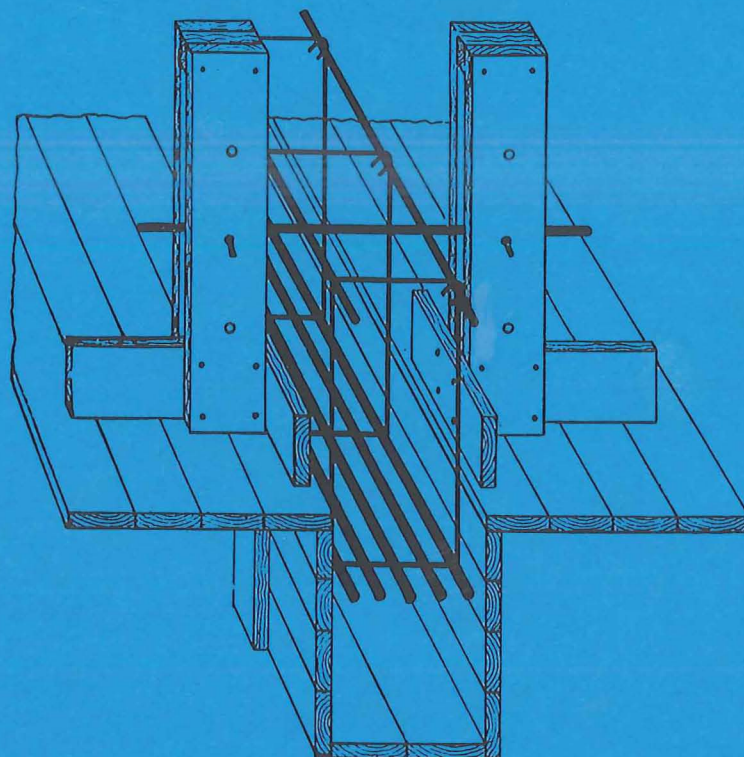


BETONKONSTRUKTIONER



KURSUSNOTATER 7

OVE LARSEN

BÆRENDE KONSTRUKTIONER

BYGGETEKNISK HØJSKOLE KØBENHAVN

NOVEMBER 1988

Tabeller m.m.

Sikkerhedsklasser.	1
Miljøklasser.	3
Regn. armeringsstyrker.	6
Regn. betonstyrker.	7
W_{min} .	10
W_{bal} .	10
Deklag og armeringsafstande.	20
a. (søjler).	53
k. (søjler).	54

Eksempler.

1. Bjoelke m. bøjning.	21
2. Enkeltpændt plade.	27
3. Dobb. spændt plade	32
4. Bjoelke m. bøjning og forskydn.	47
5. Centralt belastet søjle.	57
6. Varm. væg m. jordtryk.	65
7. Forankring ved bjoelkeende.	71
8. Fundament.	76

Formeloversigt.

Rektangulær bjælke.	23
Enkelspændt plade.	29
Dobb. spændt plade	35
Forskydning i bjælker	50
Armerede søjler	59

Symboler.

A_c betonareal

A_s }
 d_s } armeringsareal { bj. sø.
 A_t } { pl.
 d_t } { bj'l.
 } { pl.

b kort side i dobb. sp. pl.

c dæklag på armering

c_1 " " hovedarmering

d } armeringsdiameter { hovedarm.
 d_t } { tværm.

e excentricitet.

fck	} betonstyrke	karr. tryk
fctk		" træk
fcd		regn. tryk
fctd		" træk

fsd regn. søjlestyrke.

fyt	} armeringsstyrke	karr. træk
fyc		" tryk
fyd		regn. træk
fycd		" tryk
Fd	hjørnekraft i dobb. sp. pl.	

h_{ef} effektiv bjælkehøjde
 h_c trykzonens højde
 h_{int} indre momentarm
 $0,8 \cdot h$ ~ -"- -"-

L { Lange side i dobb. sp. pl.
 { bjælke spv.
 { enkelsp. pl. spv.
 L_a forankringslængde

M_{ud}	} momentbæreevne	bjælke
m_{ud}		plade
M_d	} regn. moment	bjælke
m_d		plade

r_d regn. last kN/m^2 , kN/m

r_L
 r_b reaktion dobb. sp. pl. $\left\{ \begin{array}{l} \text{lange side} \\ \text{korte side} \end{array} \right.$

t tykkelse $\left\{ \begin{array}{l} \text{plade} \\ \text{væg} \end{array} \right.$

$0,6t \sim$ pladers indiv. momentarm.

w armeringsforhold.

β funktion af w

μ - " - " w

ρ armeringsforhold (procent)

σ_t trækspænding i beton

σ_c trykspænding

σ_s trækspænding i armering



1.

Sikkerhedsmetode.

DS. 409 - 1. udgave - juni 1982.

Hvilket vil sige at der regnes efter partialkoefficientmetoden hvor det eftervises at:

$$\boxed{\text{Lastvirkning} \leq \text{Bæreevne}}$$

$$N_d \leq N_{ud}$$

$$M_d \leq M_{ud}$$

eller at:

$$\boxed{\text{Spændinger} \leq \text{styrker}}$$

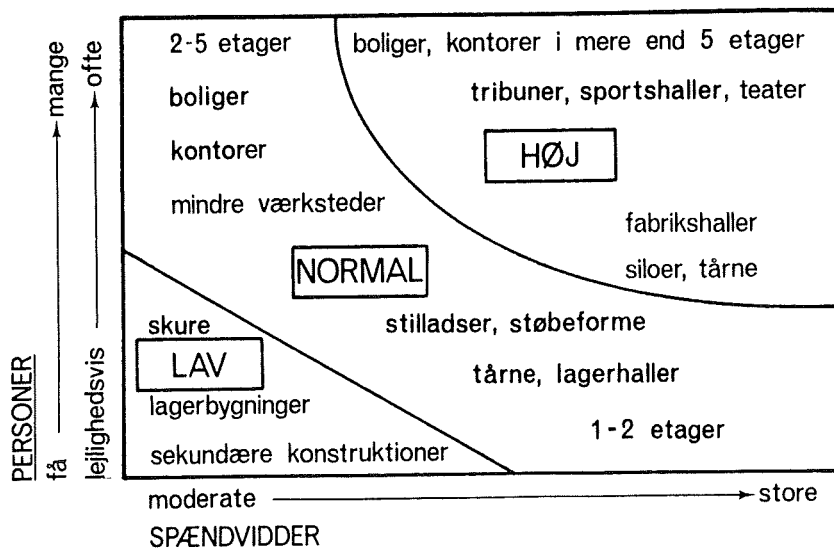
Last på konstruktioner.

DS. 410 - 4. udgave - juni 1982.

Norm for betonkonstruktioner.

DS. 411 - 3. udgave - marts 1984.

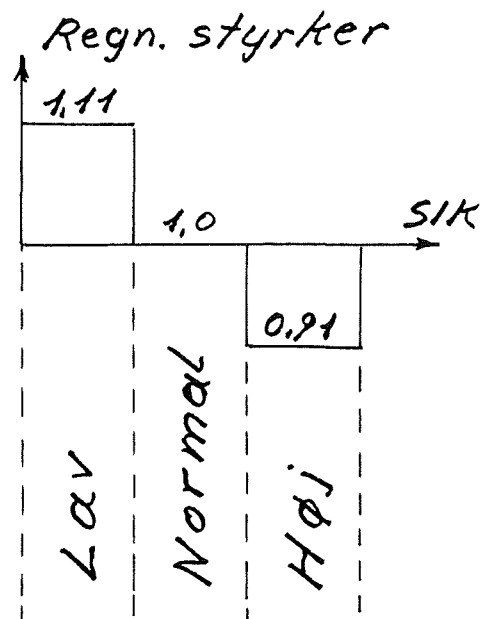
Sikkerhedsklasser.



Fra
Regi-bær 2.

2.

Sikkerhedsklassernes indflydelse på de regningsmæssige styrketal.

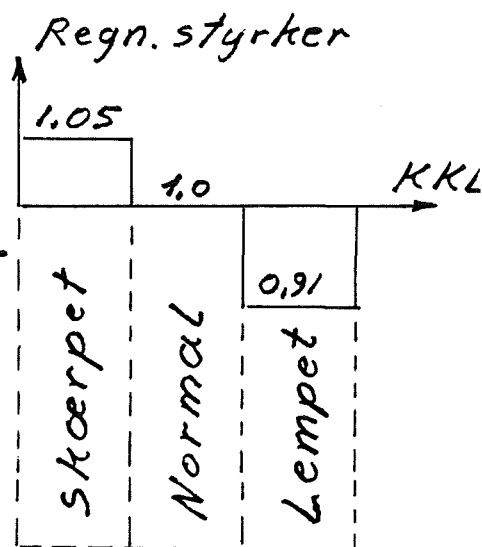


Kontrolklasser.

Udførelseskontrollen er inddelt i tre kontrolklasser:

Skærpet kontrol.	SKK.
Normal kontrol.	NKK.
Lempet kontrol.	LKK.

Kontrolklasserne har indflydelse på de regningsmæssige styrker.



I kontrollen indgår emnerne:

Formarbejde.

Armeringsarbejde.

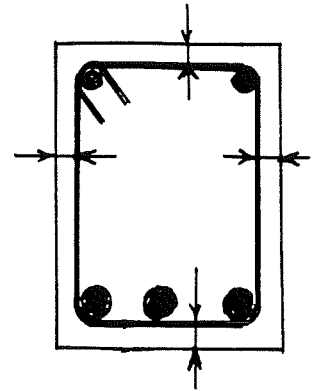
Udstøbningsarbejde.

Hærdning og efterbehandling.

Afformning.


Miljøklasser.


Miljøet stiller krav til dæklagets tykkelse og betonens sammensætning, miljøet er opdelt i tre klasser.





Miljø-klasse.	Jern-beton. f_{ck}	Miljø.
Aggressiv.	≥ 30 ($w/c < 0,5$)	Salt- og røgfyldt atmosfære, hav- og brakvand.
Moderat.	≥ 25 ($w/c < 0,6$)	Fugtig ikke aggressiv, udendørs såvel som indendørs atmosfære samt strømmende eller stillestående ferskvand.
Passiv.	≥ 15	Tør ikke-aggressiv atmosfære.


ARMERINGSSTÅL**DANSTÅL**

F_e 360.		(symbol) R
Produkt	Glat rundstål fremstillet af blødt stål. Gruppe a	
Spec. anvendelse	Minimumsarmerede konstruktioner, stødjern og bøjler	
Karakteristisk flydespænding	$d_a \leq 16 \text{ mm} \quad f_{yk} = f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $d_a > 16 \text{ mm} \quad f_{yk} = f_{yk} = 225 \text{ N/mm}^2$	
Dimensioner i mm	10 - 12 - 14 - 16 - (18) - 20 - (22) - 25 - 32 De i parentes angivne dimensioner er ikke standard indenfor armeringsstål.	
Længder i m	8 - 18 (Normallængder 12 - 13 - 14 og 15)	

Ks 410		(symbol) K
Mærkning	13 frie kamme mellem vorter.	
Produkt	Naturhårdt ribbestål med tværkamme. Gruppe	
Spec. anvendelse	Trykpåvirkede konstruktioner. (Søjler og vægge)	
Karakteristisk flydespænding	$f_{yk} = f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$	
Dimensioner i mm	10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 35	
Længder i m	8 - 18 (Normallængder 12 - 13 - 14 og 15)	

Ks 410 S		(symbol) S
Mærkning	13 frie kamme mellem længdefinner.	
Produkt	Naturhårdt ribbestål med skrå kamme. Gruppe	
Spec. anvendelse	Svejte armeringsenheder. Konstruktioner beregnet for nedstyrtningslast (sikringsrum).	
Karakteristisk flydespænding	$f_{yk} = f_{yk} = 410 \text{ N/mm}^2$	
Dimensioner i mm	8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 35	
Længder i m	8 - 18 (Normallængder 12 - 13 - 14 og 15)	

Ks 550 S		(symbol) Y
Mærkning	13 frie kamme mellem dobbelte længdefinner.	
Produkt	Naturhårdt ribbestål med skrå kamme. Gruppe	
Spec. anvendelse	Konstruktioner beregnet for nedstyrtningslast (sikringsrum). Træk, tryk og bøjningspåvirkede konstruktioner.	
Karakteristisk flydespænding	$f_{yk} = f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$	
Dimensioner i mm	8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25	
Længder i m	8 - 18 (Normallængder 12 - 13 - 14 og 15)	

Tentor		(symbol) T
Mærkning	13 frie kamme mellem vorter.	
Produkt	Kolddeformeret ribbestål med skrå kamme. Gruppe e	
Spec. anvendelse	Træk- og bøjningspåvirkede konstruktioner.	
Karakteristisk 0,2 - Spænding	$f_{yk} = 440 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 550 \text{ N/mm}^2$	
Dimensioner i mm	6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25	
Længder i m	8 - 18 (Normallængder 12 - 13 - 14 og 15)	

Bemærk, det er ikke alle dimensioner der produceres.

HALMSTADSTÅL

Armeringskvalitet		Dimensioner mm
Ks 410, Kamstål	K	10, 12, 16, 20, 25 og 32
Ks 410 S, svejsbart Kamstål	S	6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 og 32
Ks 550, Kamstål	Z	10, 12, 16, 20 og 25
Ks 550 S, svejsbart Kamstål	Y	6, 8, 10, 12, 14, 16, 20 og 25

Regningsmæssige arm. styrker N/mm^2										
Kontrol- klasse →		Sikkerhedsklasse								
		Lav			Normal			Høj		
		SKK	NKK	LKK	SKK	NKK	LKK	SKK	NKK	LKK
Handels stål	fyld og fyld	167	159	144	150	143	130	137	130	118
$F_e 360$		196	187	169	177	168	153	161	153	139
$d_s \leq 16$										
$d_s > 16$		188	179	162	169	161	146	154	146	133
Ks 410 Ks 410s		342	325	295	308	293	266	281	266	243
Ks 550s		458	437	396	414	393	357	377	357	325
$T_s 550$	fyld	458	437	396	414	393	357	377	357	325
	fyld	366	350	317	331	314	286	302	286	260

Tentorstål



Dansk



Ks 550 - Svensk

Kamstål



Ks 410 - Dansk



Ks 550 S - Dansk



Ks 410 - Svensk



Ks 550 S - Svensk



Ks 410 S - Dansk



Ks 550 S - Svensk 6 mm



Ks 410 S - Svensk

Regningsmæssige betonstyrker N/mm^2

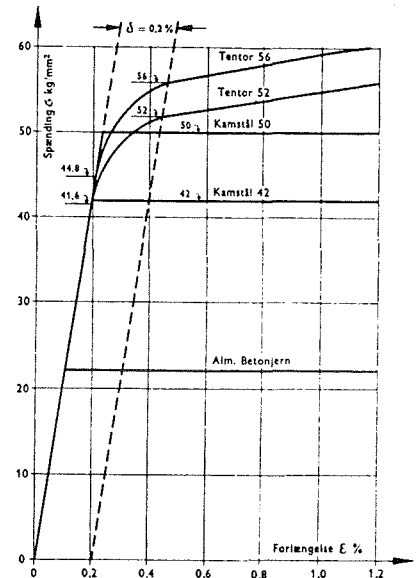
		f_{ck}	Sikkerhedsklasse																	
			Lav						Normal						Høj					
			5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30	5	10	15	20	25	30
Kontrolkl.																				
Armeret	fcd	SKK			9,7	13,0	16,2	19,5			8,8	11,7	14,6	17,5			8,0	10,6	13,3	15,9
		NKK			9,3	12,3	15,4	18,5			8,3	11,1	13,9	16,7			7,6	10,1	12,6	15,2
		LKK			8,4	11,2	14,0	16,8			7,6	10,1	12,6	15,2			6,9	9,2	11,5	13,8
	fctd.	SKK			0,45	0,91	1,04	1,20			0,70	0,82	0,94	1,05			0,64	0,74	0,85	0,96
		NKK			0,74	0,86	0,99	1,11			0,67	0,78	0,89	1,00			0,61	0,71	0,81	0,91
		LKK			0,67	0,78	0,90	1,01			0,61	0,71	0,81	0,91			0,55	0,64	0,73	0,83
Uarmeret	fcd	SKK	2,3	4,7	7,0	9,4	11,7	11,7	2,1	4,2	6,3	8,4	10,5	10,5	1,9	3,8	5,7	7,7	9,6	9,6
		NKK	2,2	4,4	6,7	8,9	11,1	11,1	2,0	4,0	6,0	8,0	10,0	10,0	2,2	4,4	6,7	8,9	11,1	11,1
		LKK	2,0	4,0	6,1	8,1	10,1	10,1	1,8	3,6	5,5	7,2	9,1	9,1	1,7	3,3	5,0	6,6	8,3	8,3
	fctd.	SKK	0,33	0,47	0,56	0,65	0,75	0,75	0,29	0,42	0,51	0,59	0,67	0,67	0,27	0,37	0,46	0,54	0,61	0,61
		NKK	0,31	0,44	0,53	0,62	0,71	0,71	0,28	0,40	0,48	0,56	0,64	0,64	0,25	0,36	0,44	0,51	0,58	0,58
		LKK	0,28	0,40	0,48	0,57	0,65	0,65	0,25	0,36	0,44	0,51	0,58	0,58	0,23	0,33	0,40	0,46	0,53	0,53

7.

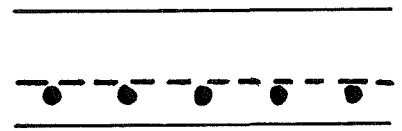
Beregningsmetode.

Når jernbetonkonstruktioner beregnes efter plasticitetsteorien, forudsættes det at konstruktionen har tilstrækkelig flydeevne, hvilket vil sige at armeringen flyder inden der opstår andet brud. Tilstrækkelig eftervisning af denne flydeevne, er at tværsnittet er normalarmeret.

Simplificerede arbejdslinier for armeringsst.

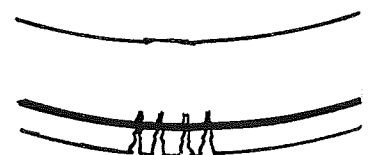
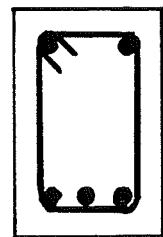


Armerede tværsnits brudformer.



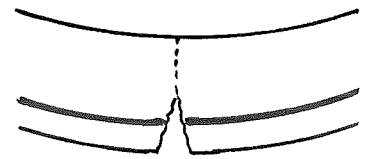
Normalarmeret tværsnit.

Armeringen er passende for tværsnittet, armeringen flyder før betonen knuses, der opstår et sejt brud.



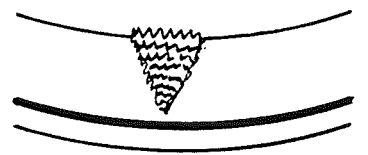
Underarmeret tværsnit.

Der er for lidt armering i tværsnittet, betonens trækstyrke gør at bjælkens bæreevne er større uarmeret end armeret, det betyder at når betonens trækstyrke overskrides, rives armeringen over i et pludseligt brud.



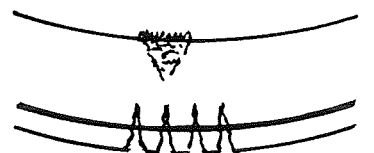
Overarmeret tværsnit.

Der er for meget armering i tværsnittet, h.v.s. betonen knuses før armeringen flyder, der opstår et pludseligt brud.



Balanceret tværsnit.

Armeringen flyder samtidig med at betonen knuses.



Armeringsforholdet W .

De fire brudformer er afhængig af armeringsmængde A_s , armeringsstyrke f_{yd} , samt det effektive betontvoersnit $b \cdot h_{ef}$ og betonstyrken f_{cd} .

Til at sikre at tværsnittet er normalarmeret benyttes armeringsforholdet.

$$W = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h_{ef} \cdot f_{cd}}$$

hvor øvre og nedre grænse er W_{bal} og W_{min} .

$$W_{min} \leq W = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h_{ef} \cdot f_{cd}} \leq W_{bal}$$

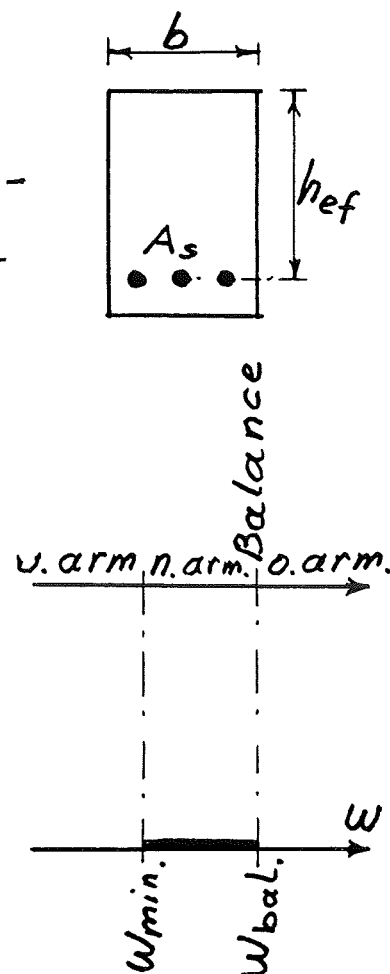
W_{min} er afhængig af betonen.

Beton	15	20	25	30
W_{min}	0,046	0,041	0,037	0,035

$$W \begin{cases} < 0,3 \\ > 0,1 \end{cases}$$

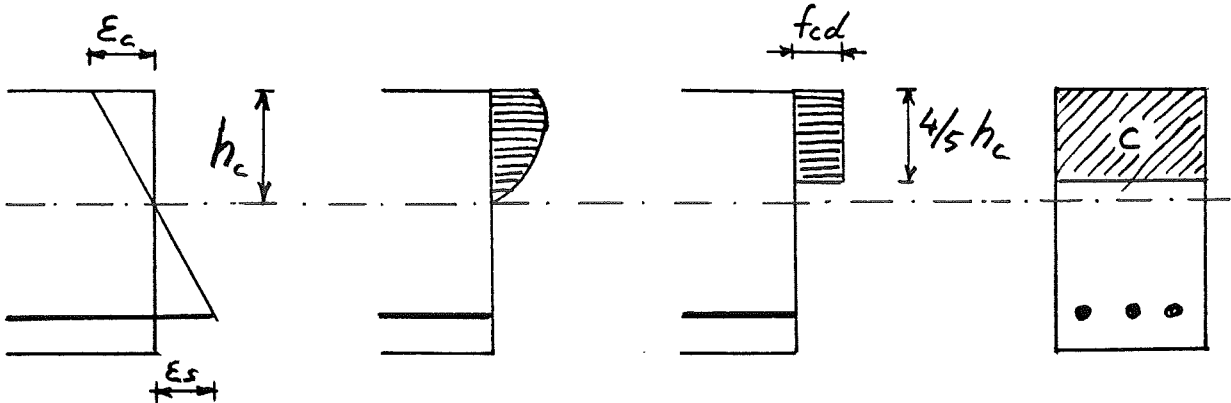
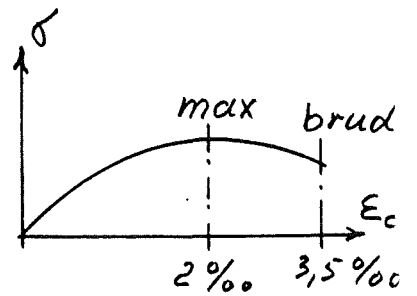
W_{bal} er afhængig af armeringen.

Arm.	H.stål	$F_e 360$	$K_s 410$	$K_s 550$	$T_s 550$
W_{bal}	0,622	0,605	0,505	0,448	0,448



Betonens trykarbejdslinie.

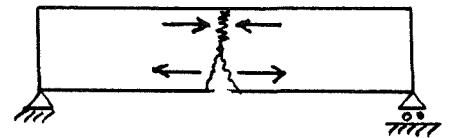
Arbejdsliniens krumme form tilnærmes for praktisk anvendelse til at være retliniet.



Bæreevnebestemmelse.

Betontryk.

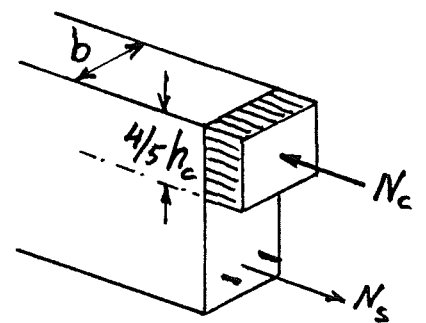
$$N_c = 4/5 \cdot h_c \cdot b \cdot f_{cd}$$



Armeringstræk.

$$N_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Højden $4/5 h_c$ på det trykkede areal varierer med den mængde armering der lægges i bjælken.



Ligevægt $\Sigma H = 0$.

$$N_c = N_s$$

$$4/5 \cdot h_c \cdot b \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} \Rightarrow$$

$$h_c = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{4/5 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{5}{4} \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}}$$

Der multipliceres med $\frac{h_{ef}}{h_{ef}}$

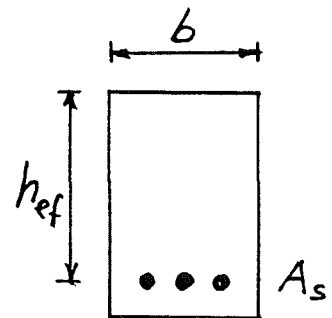
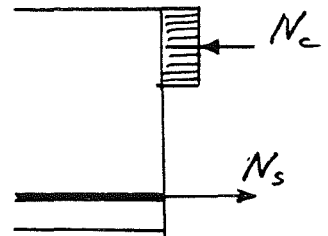
$$h_c = 1,25 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h_{ef} \cdot f_{cd}} \cdot h_{ef}$$

$$h_c = 1,25 \cdot W \cdot h_{ef}$$

Hvor $W = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h_{ef} \cdot f_{cd}}$ består af kendte størrelser.

$1,25W = \beta$, d.v.s. β er en funktion af W

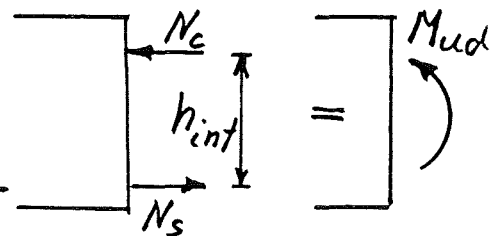
$$h_c = \beta \cdot h_{ef}$$



Beton f_{cd}

Armering f_{yd}

Bjælkenes bæreevne bestemmes som det moment M_{ud} som bjælken yder.



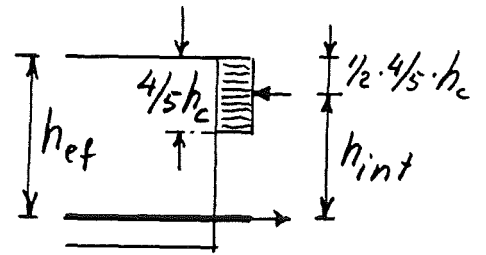
$$M_{ud} = \begin{cases} M_{cud} = N_c \cdot h_{int} \text{ (beton)} \\ M_{sud} = N_s \cdot h_{int} \text{ (armering)} \end{cases}$$

h_{int} = indre momentarm.

$$h_{int} = h_{ef} - \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{5} \cdot h_c$$

$$= h_{ef} - \frac{1}{2} \cdot \frac{4}{5} \cdot 1,25 \cdot w \cdot h_{ef}$$

$$h_{int} = h_{ef} (1 - \frac{1}{2}w)$$

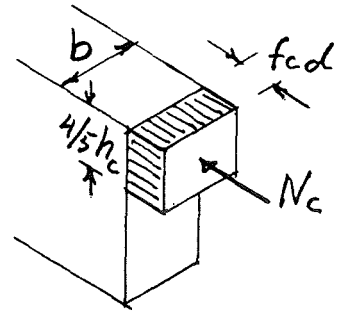


Betontryk.

$$N_c = \frac{4}{5} \cdot h_c \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$= \frac{4}{5} \cdot 1,25 \cdot w \cdot h_{ef} \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$N_c = f_{cd} \cdot b \cdot h_{ef} \cdot w$$



Moment m. hensyn til betonen.

$$M_{cud} = N_c \cdot h_{int}$$

$$= f_{cd} \cdot b \cdot h_{ef} \cdot w \cdot h_{ef} (1 - \frac{1}{2}w)$$

$$= w (1 - \frac{1}{2}w) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{ef}^2$$

$$M_{cud} = f_{cd} \cdot \mu \cdot b \cdot h_{ef}^2$$

$\mu = w(1 - \frac{1}{2}w)$, funktion af w
 $\mu \cdot b \cdot h_{ef}^2$, øvre modstandsm.

Armeringsstroek

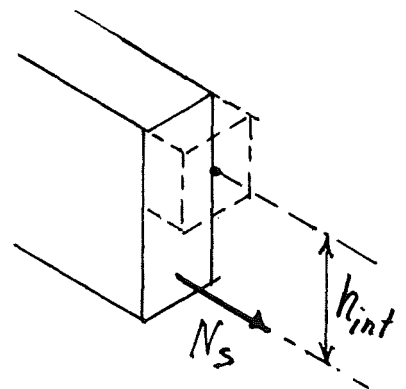
$$N_s = A_s \cdot f_{yd}$$

Moment m. h. t. armering.

$$M_{sud} = N_s \cdot h_{int}$$

$$M_{sud} = f_{yd} \cdot A_s \cdot h_{ef} (1 - \frac{1}{2}w)$$

$A_s \cdot h_{ef} (1 - \frac{1}{2}w)$, nedre w .

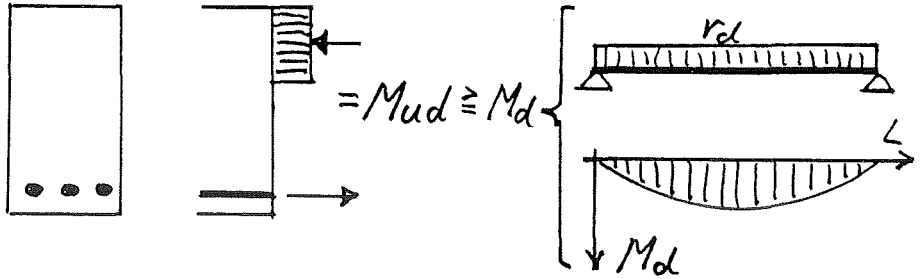


Bæreevne - bøjning.

$$M_{ud} = \begin{cases} M_{cud} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{ef}^2 \\ M_{sud} = A_s \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} (1 - \eta W) \end{cases}$$

Kravet "Md" til bjælken skal opfyldes af egenstaben "Mud".

$$M_{ud} \geq M_d$$

Eksempel

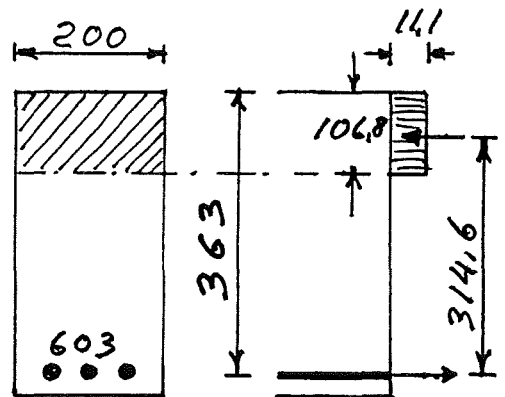
$$b \cdot h_{ef} = 200 \cdot 363 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = 11,1 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 603 \text{ mm}^2$$

$$f_{yd} = 393 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = 70,30 \text{ kNm}$$



$$W = \frac{603 \cdot 393}{200 \cdot 363 \cdot 11,1} = 0,290 \begin{cases} > W_{min} = 0,041 \\ < W_{bal} = 0,448 \end{cases}$$

$$M_{ud} = \begin{cases} 0,248 \cdot 11,1 \cdot 200 \cdot 363^2 \cdot 10^{-6} = 74,55 \\ 603 \cdot 393 \cdot 363 (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,290) \cdot 10^{-6} = 74,56 \end{cases} > 70,30 \text{ kNm}$$

Mud beregnet uden brug af W og μ .

$$\varepsilon_H = 0: 603 \cdot 393 = 11,1 \cdot 200 \cdot \frac{4}{5} \cdot h_c \Rightarrow \frac{4}{5} h_c = 106,8 \text{ mm}$$

$$h_{int} = 363 - \frac{1}{2} \cdot 106,8 = 314,6 \text{ mm}$$

$$M_{ud} = \begin{cases} 11,1 \cdot 200 \cdot 106,8 \cdot 314,6 \cdot 10^{-6} = 74,59 \text{ kNm} \\ 603 \cdot 393 \cdot 314,6 \cdot 10^{-6} = 74,55 \text{ ---} \end{cases}$$

Normal armeret ?

Dimensionering.

Når højden skønnes ud fra nedenstående stivhedskrav, kan det forventes at bjælkenes nedbøjning vil være acceptabel.

Lang bjælke } $h \sim 1/10 L$
stor last.

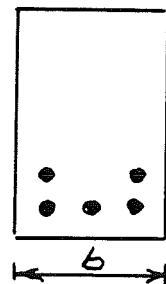
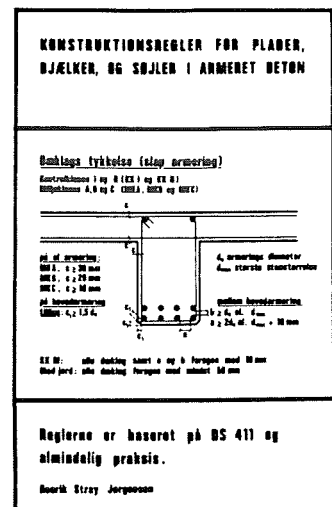
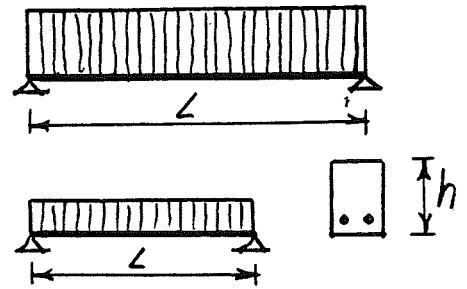
Kort bjælke } $h \sim 1/20 L$
Lille last

$$\frac{1}{20} \cdot L \leq h \leq \frac{1}{10} \cdot L$$

Se også "konstruktionsregler af H.S.J.

Bjælkenes bredde bør vælges så stor at der bliver 1 eller max. 2 lag armering.

$$b \approx \begin{cases} 1/3 \cdot h \\ 150-200 \end{cases}$$

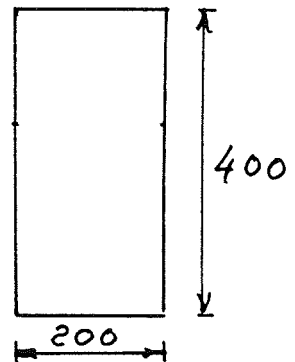
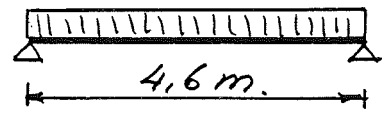


Eksempel.

$$L = 4,6 \text{ m}$$

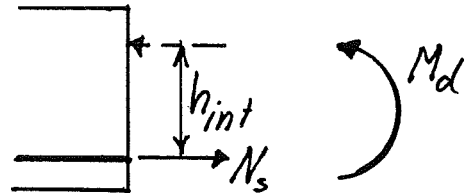
$$h \approx \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{10} \cdot 4600 = 460 \\ \frac{1}{20} \cdot 4600 = 230 \end{array} \right\} \underline{\text{valg } 400 \text{ mm}}$$

$$b \approx \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} \cdot 400 = 133 \\ 150 - 200 \end{array} \right\} \underline{\text{valg } 200 \text{ mm}}$$

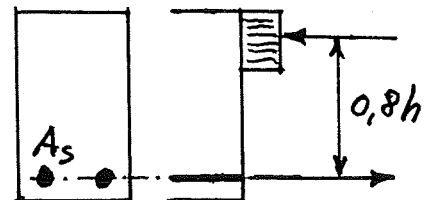
Armeringsarealet A_s

$$M_{sud} = N_s \cdot h_{int} = A_s \cdot f_{yd} \cdot h_{int} \approx M_d \Rightarrow$$

$$A_s \approx \frac{M_d}{h_{int} \cdot f_{yd}}$$



$h_{int} = h_{ef} (1 - \frac{1}{2}W)$ kan først bestemmes når W er kendt, og da A_s indgår i W . må h_{int} skønnes, for bjælker $h_{int} \approx 0,8 \cdot h$.



$$A_s \approx \frac{M_d}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

Eksempel

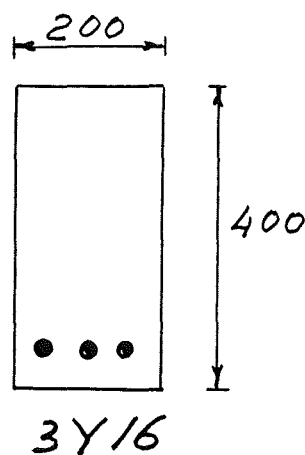
$$b \times h = 200 \times 400 \text{ mm}$$

$$f_{yd} = 393 \text{ N/mm}^2$$

$$M_d = 70,30 \text{ kNm}$$

$$A_s = \frac{70,30 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{0,8 \cdot 400 \text{ mm} \cdot 393 \text{ N/mm}^2} = 559 \text{ mm}^2$$

Valg 3Y16 $A_s = 603 \text{ mm}^2$

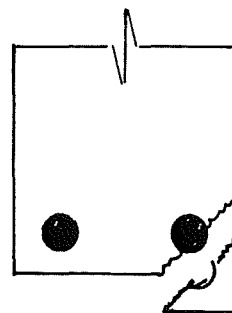
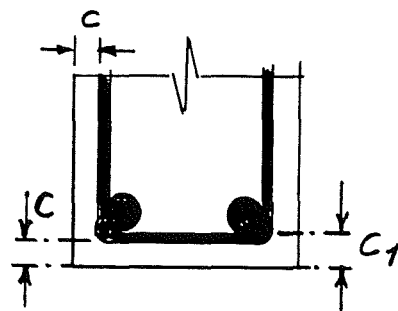
Effektiv højde h_{ef} .

Al armering skal omstøbes med dæklaget c , hvis tykkelse er afhængigt af miljøklasse og kontrolklasse.

Foruden at virke beskyttende for armeringen, skal betonlaget også være så stærkt, at det ikke springer af som følge af de spændinger der er i armeringen.

Derfor skal dæklaget c_1 på hovedarmeringen være mindst $1,5 \cdot$ armeringsdiameteren.

$$c_1 \geq 1,5 \cdot d + 5 \text{ mm tolerancetillæg.}$$



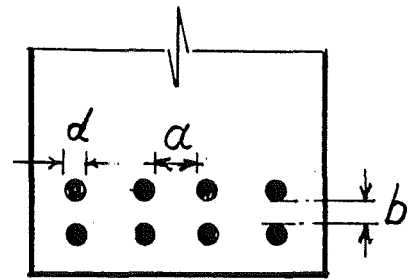
Afstand mellem armeringsstænger.

Afstandene skal sikre at der ikke kommer stenreder, og at der er beton nok om armeringen til at optage spændingerne, så beton og armering virker sammen.

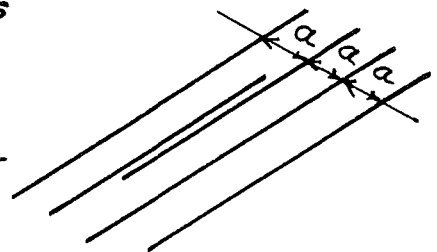
Afstande i støberet og normal kontrol.

$$a \geq \begin{cases} 2d \\ d_{\text{sten}} + 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b \geq \begin{cases} d \\ d_{\text{sten}} \end{cases}$$



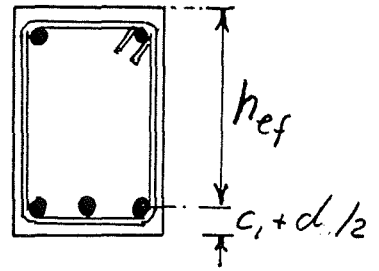
Den vandrette afstand a , skal også give plads til at armeringen kan ligge ved siden af hinanden ved stød.



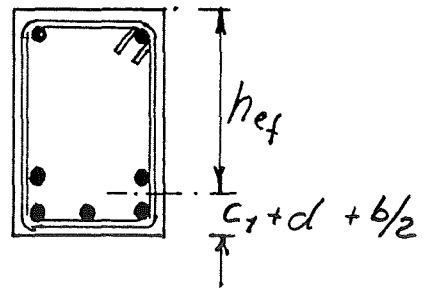
Ved lempet kontrolkasse skal dæklaget tillægges 5 mm.

Bjælker med et armeringslag.

$$h_{ef} = h - c_1 - d/2$$

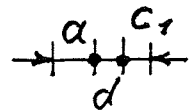
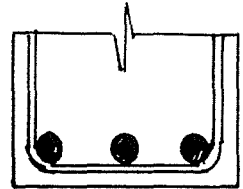
Bjælker med to armeringslag.

$$h_{ef} = h - c_1 - d - b/2$$

Nødvendig bjælke bredde.

$$b \geq 2 \cdot c_1 + n \cdot d + (n-1) \cdot a$$

n = antal armeringsstænger.



Størrelsen af a, b, c og c₁
se næste side.

Eksempel.

$$b \times h = 200 \times 400 \text{ mm.}$$

$$A_s = 3Y16.$$

Passiv miljøklasse

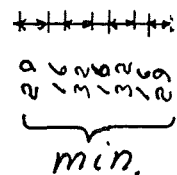
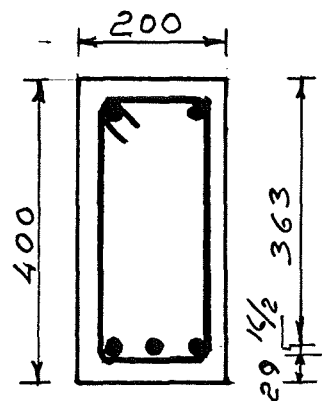
Ærttestensbeton

Normal kontrolklasse

$$h_{ef} = 400 - 29 - 16/2 = 363 \text{ mm}$$

$$b_{n\phi dv} = 2 \cdot 29 + 3 \cdot 16 + (3-1) \cdot 32 = \underline{170 \text{ mm}}$$

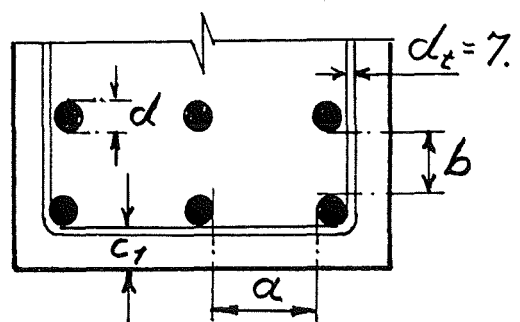
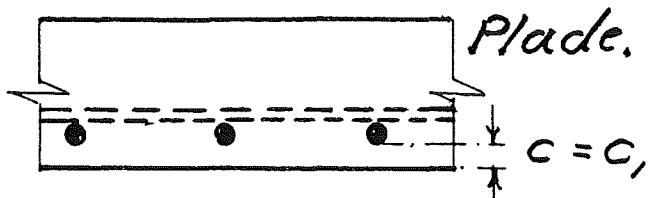
$$b_{n\phi d} = \underline{170 \text{ mm}} \leq b = \underline{200 \text{ mm}}$$



Armeringsplacering i skærpet og normal kontrol.

	a ↔		b ↕		Miljøklasser					
					C ₁ med bjLR7 (c=c ₁) plade					
α	øertesten	nøddesten	øertesten	nøddesten	aggressivt	moderat	passivt	aggressivt	moderat	passivt
6								35	25	15
8								35	25	17
10	26	42	16	32	42	32	22	35	25	20
12	26	42	16	32	42	32	24	35	25	23
14	28	42	16	32	42	32	26	35	26	26
16	32	42	16	32	42	32	29	35	29	30
20	40	42	20	32	42	35	35	35	35	35
25	50	50	25	32	43	43	43			
32	64	64	32	32	53	53	53			
35	70	70	35	35	58	58	58			

Ved lempet kontrol-
klasse tillægges c
og C₁ 5mm.



Bjælke.

Eksempel 1. bøjning.Rektangulær bjælke.

Normal sikkerhedsklasse.

Normal kontrolklasse.

Passiv miljøklasse.

Beton 20, ærtesten.

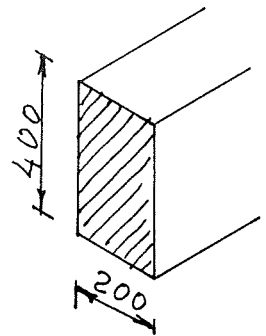
Kamstål $K_s 550s$.

$$f_{cd} = \underline{11,1 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{yd} = \underline{393 \text{ N/mm}^2}$$

Last fra etage. $r_d = 24,66 \text{ kN/m}$

$$L = 4,60 \text{ m}$$



$$h \sim \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{10} \cdot 4600 = 460 \\ \frac{1}{20} \cdot 4600 = 230 \end{array} \right\} \underline{\text{valg } 400 \text{ mm}}$$

$$b \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} \cdot 400 = 133 \\ 150 - 200 \end{array} \right\} \underline{\text{valg } 200 \text{ mm}}$$

$$g_{bjælke} = 0,2 \cdot 0,4 \cdot 24 = 1,92 \text{ kN/m}$$

$$\text{Last fra etage} = 24,66 \text{ "}$$

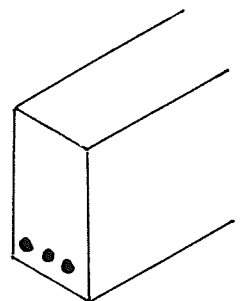
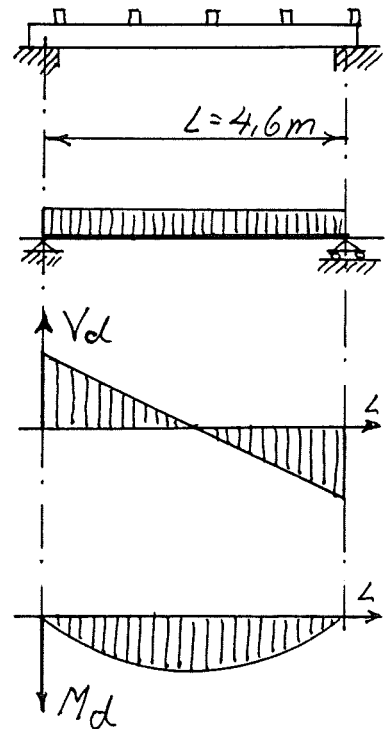
$$\text{Bjælkelast } \underline{r_d = 26,58 \text{ kN/m}}$$

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot 26,58 \cdot 4,6 = \underline{61,13 \text{ kN}}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 26,58 \cdot 4,6^2 = \underline{70,30 \text{ kNm}}$$

$$A_s = \frac{70,30 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 400 \cdot 393} = \underline{559 \text{ mm}^2}$$

$$\text{Valgt } \underline{3Y16} - A_s = 603 \text{ mm}^2$$

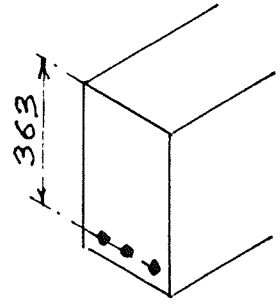


22.

$$b_{\text{nedv}} = 2 \cdot 29 + 3 \cdot 16 + (3-1) \cdot 32 = \underline{170 \text{ mm}}$$

$$\underline{b_{\text{ned}} = 170 \text{ mm} < b = 200 \text{ mm}}$$

$$h_{\text{ef}} = 400 - 29 - 16/2 = \underline{363 \text{ mm}}$$



$$w = \frac{603 \cdot 393}{200 \cdot 363 \cdot 11,1} = \underline{0,29} \quad \begin{cases} < w_{\text{bal}} = \underline{0,448} \\ > w_{\text{min}} = \underline{0,041} \end{cases}$$

$$\mu \text{ if/ig } w\text{-tabel } \underline{0,248}$$

$$M_{\text{ud}} = \begin{cases} 0,248 \cdot 11,1 \cdot 200 \cdot 363^2 \cdot 10^{-6} = \underline{74,55 \text{ kNm}} \\ 603 \cdot 393 \cdot 363 (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,29) \cdot 10^{-6} = \underline{74,56 \text{ kNm}} \end{cases}$$

$$\underline{M_{\text{ud}} = 74,55 \text{ kNm} > M_{\text{d}} = 70,30 \text{ kNm}}$$

Rektangulær bjælke, formler.

f_{cd} , f_{ctd} og f_{yd} .

L = lysvidde + vederlag.

$$L/20 \leq h \leq L/10$$

$$b \geq \begin{cases} 1/3 \cdot h \\ 150 - 200 \end{cases}$$

r_d .

$$V_d = 1/2 \cdot r_d \cdot L$$

$$M_d = 1/8 \cdot r_d \cdot L^2$$

$$A_s \cong \frac{M_d}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

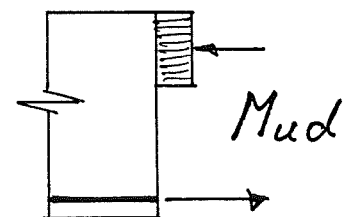
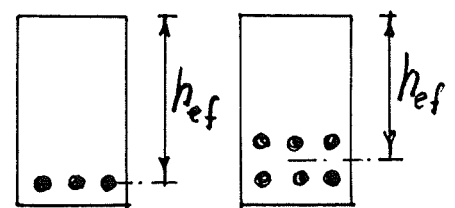
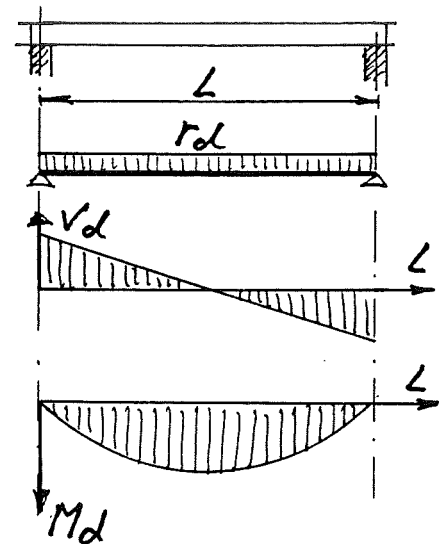
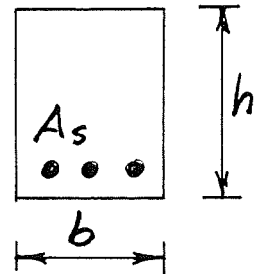
$$b_{n\ddot{o}dv} \cong b$$

$$h_{ef} = \begin{cases} h - c_1 - d/2 & (1 \text{ lag}) \\ h - c_1 - d - b/2 & (2 \text{ lag}) \end{cases}$$

$$W = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{h_{ef} \cdot b \cdot f_{cd}} \begin{cases} \leq W_{bal} \\ \geq W_{min} \end{cases}$$

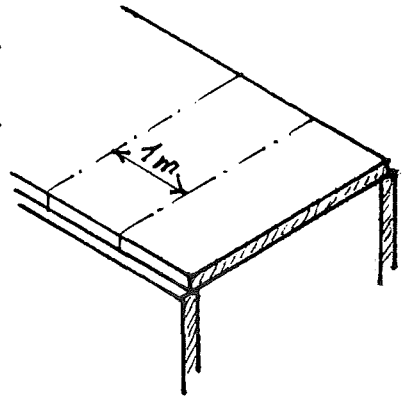
$$M_{ud} = \begin{cases} M \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{ef}^2 \\ A_s \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} (1 - 1/2 W) \end{cases} \cong M_d$$

For skydning: se side 50.



Plader.

Pladers bæreevne bestemmes i princippet på samme måde som bjælkers. Men da bredden er stor, eftervises ikke den totale bæreevne M_{ud} (kNm), men derimod bæreevnen pr. meter m_{ud} (kNm/m). Dette betyder at i formlerne.



$$W = \frac{\alpha_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h_{ef} \cdot f_{cd}}$$

$$m_{ud} = \begin{cases} M_{eud} = \mu \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{ef}^2 \\ M_{sud} = \alpha_s \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} (1 - \frac{1}{2}W) \end{cases}$$

er α_s armeringsarealet pr. m. og bredden $b = 1000 \text{ mm}$

Armeringsarealet

$$\alpha_s \sim \frac{m_d}{0,6 \cdot t \cdot f_{yd}} \text{ mm}^2/\text{m}$$

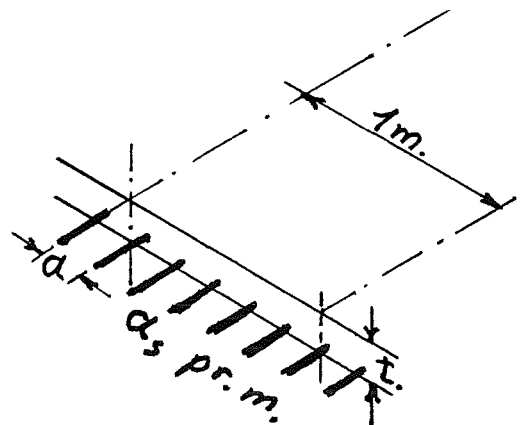
hvor $h_{int} \sim 0,6 \cdot t$

vælg armeringsdiameter d .

$$d \sim \frac{1}{10} \cdot t$$

vælg armeringsafstand a .

$$100 \leq a \leq \begin{cases} 2 \cdot t \\ 250 \end{cases}$$



Enkelspændt plade.

Denne type plade er understøttet på 2 modstående sider, og bærer kun i een retning, d.v.s. moment i enkelspændt plade.

$$m_d = \frac{1}{8} \cdot r_d \cdot L^2 \quad (\text{kNm/m})$$

Spændvidden L bør vælges.

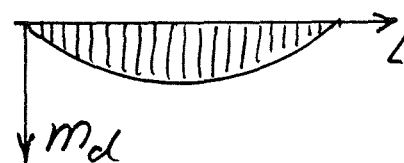
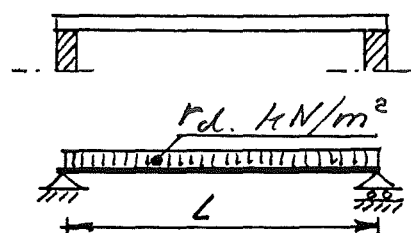
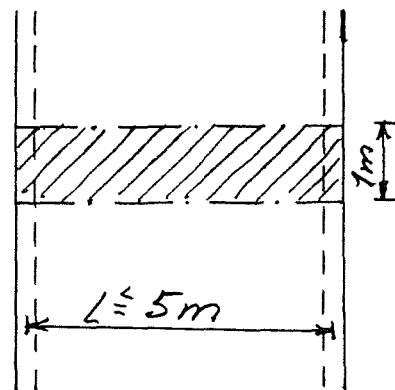
$$L \leq 5 \text{ m.}$$

Dimensionering ud fra stivhedskrav.

$$t \geq \begin{cases} \frac{1}{30} \cdot L \\ 80 \text{ mm} \end{cases}$$

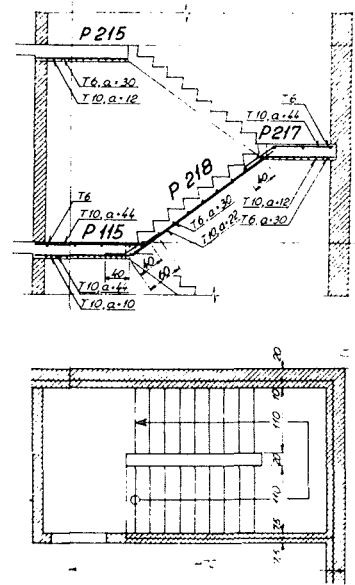
Effektiv højde.

$$h_{ef} = t - c - d/2$$



Fordelingsarmering.

Plader skal forsynes med armering som kan sikre den fornødne sammenhæng, og enkeltspændte plader skal have en tværarmering vinkelret på bære-retningen på mindst 20% af hovedarmeringen.

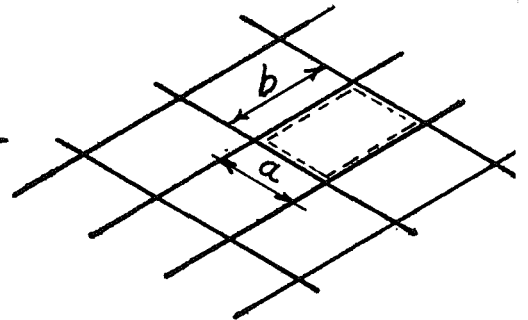


$$a_t \cong 1/5 \cdot a_s$$

Vælg afstanden b .

$$b \leq 250$$

Normens krav til armeringsafstande udtrykkes ved armeringsnettets maskeomkreds.



$$2(a+b) \leq \begin{cases} 10 \cdot t \\ 1.2 \text{ m} \end{cases}$$

Eksempel 2.Enkelspændt plade.

Normal sikkerhedsklasse.

Normal kontrolklasse.

Passiv miljøklasse.

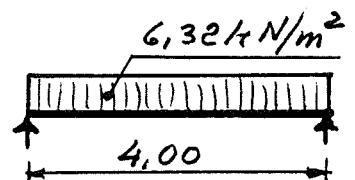
Beton 20, dertesten.

Kamstål K_s 550S.Tegning
side 28.

$$L = 3,90 + 2 \cdot \frac{0,10}{2} = \underline{4,00 \text{ m} < 5,0 \text{ m}}$$

$$t \gtrsim \left\{ \begin{array}{l} 1/30 \cdot 4000 = \underline{133 \text{ mm}} \\ \underline{80 \text{ mm}} \end{array} \right\} \text{ valg. } \underline{\underline{130 \text{ mm.}}}$$

	k	γ	d
Nyttelast	1,50	1,3	1,95
Lette vægge	1,00	1,0	1,00
Gulv	0,25	1,0	0,25
Plade 0,13·24	3,12	1,0	3,12



$$r_d = \underline{\underline{6,32 \text{ kN/m}^2}}$$

$$m_d = 1/8 \cdot 6,32 \cdot 4,0^2 = \underline{\underline{12,64 \text{ kNm/m}}}$$

$$d \sim 1/10 \cdot 130 = \underline{13 \text{ mm}}$$

$$\underline{100} \leq \alpha \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot 130 = 260 \text{ mm} \\ \underline{250 \text{ mm}} \end{array} \right\} \frac{\gamma 10/200}{\alpha_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$\alpha_s \approx \frac{12,64 \cdot 10^6}{0,6 \cdot 130 \cdot 393} = \underline{\underline{412 \text{ mm}^2}}$$

$$h_{ef} = 130 - 20 - 10/2 = \underline{105 \text{ mm}}$$

$$w = \frac{393 \cdot 393}{105 \cdot 1000 \cdot 11,1} = \underline{0,129} \left\{ \begin{array}{l} < w_{bal} \sim 0,3 \\ > w_{min} \sim 0,1 \end{array} \right.$$

28.

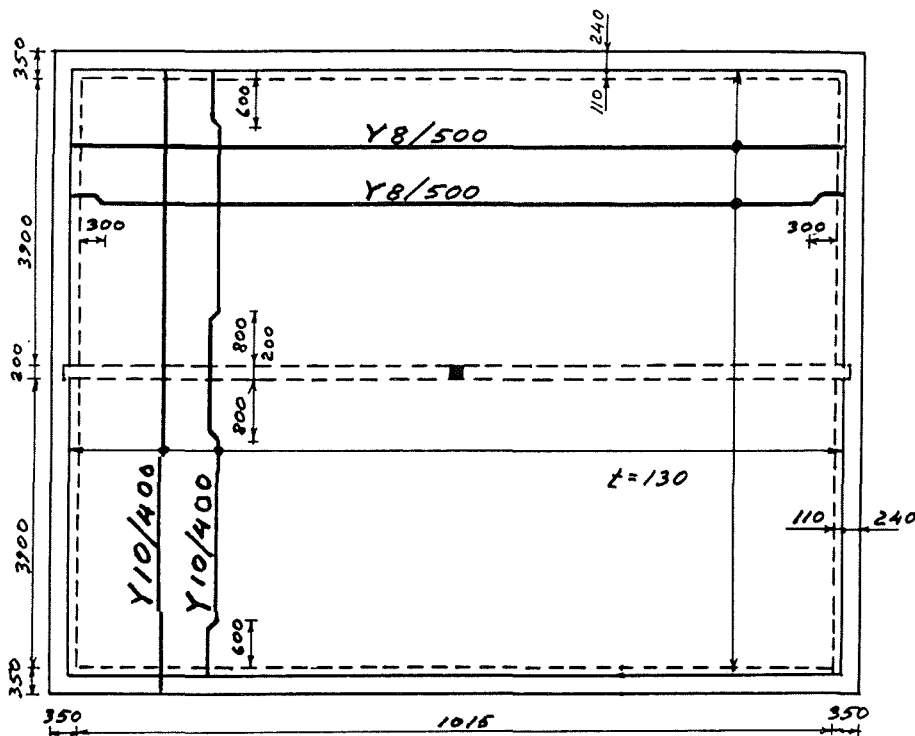
μ iflg. tabel 75 \rightarrow 0,120

$$m_{ud} = \left\{ \begin{array}{l} 0,120 \cdot 11,1 \cdot 1000 \cdot 105^2 \cdot 10^{-6} = \underline{15,54} \\ 393 \cdot 393 \cdot 105 (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,129 \cdot 10^{-6}) = \underline{15,60} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{md} \\ \underline{12,64} \\ \text{kNm/m} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} a_t \approx \frac{1}{5} \cdot 393 = \underline{79 \text{ mm}^2/\text{m}} \\ b \leq \underline{250 \text{ mm}} \end{array} \right\} \underline{Y8/250}, a_t = \underline{201 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$2(250 + 200) = \underline{900} < \left\{ \begin{array}{l} \underline{1200 \text{ mm}} \\ \underline{10 \cdot 130 = 1300 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

Reaktioner. $\frac{1}{2} \cdot 6,32 \cdot 4,0 = \underline{12,64 \text{ kN/m}}$



- Noter: Beton, $f_{ck} \approx 20 \text{ MN/m}^2$ - certesten.
 Armering, Kamstål Ks550s (Y).
 Passiv miljøklasse.
 Normal kontrolklasse.
 Pladetykkelse 130 mm.
 Dæklag 20 mm.
 Stødlængder. $\left\{ \begin{array}{l} Y10 - 380 \text{ mm.} \\ Y8 - 310 \text{ mm.} \end{array} \right.$
 Ubendevnte mål er mm.

Enkelspændt plade, formler.

f_{cd} og f_{yd} .

$$L = \text{lysvidde} + \text{vederlag} \leq 5,0 \text{ m}$$

$$t \approx \begin{cases} 1/30 \cdot L \\ 80 \end{cases}$$

$$m_d = 1/8 \cdot r_d \cdot L^2$$

$$d \approx 1/10 \cdot t$$

$$100 \leq \alpha \leq \begin{cases} 2 \cdot t \\ 250 \end{cases}$$

$$\alpha_s \approx \frac{m_d}{0,6 \cdot t \cdot f_{yd}}$$

$$h_{ef} = t - c_1 - d/2$$

$$W = \frac{\alpha_s \cdot f_{yd}}{h_{ef} \cdot 1000 \cdot f_{cd}} \begin{cases} \leq W_{bal} \\ \geq W_{min} \end{cases}$$

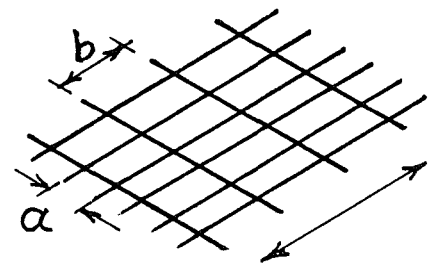
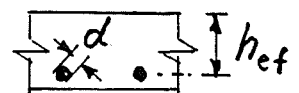
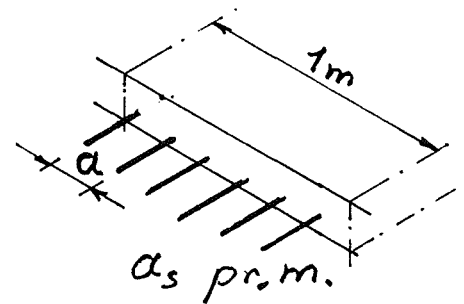
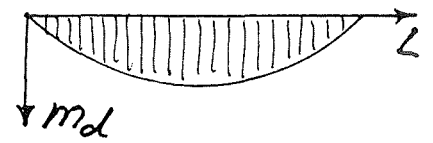
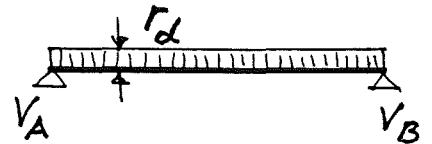
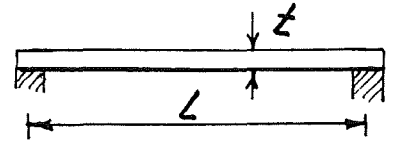
$$m_{ud} = \begin{cases} \mu \cdot f_{cd} \cdot 1000 \cdot h_{ef}^2 \\ \alpha_s \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} (1 - 1/2 W) \end{cases} \geq m_d$$

$$\alpha_t \geq 1/5 \cdot \alpha_s$$

$$b \leq 250$$

$$2(a+b) \leq \begin{cases} 1,2 \text{ m} \\ 10 \cdot t \end{cases}$$

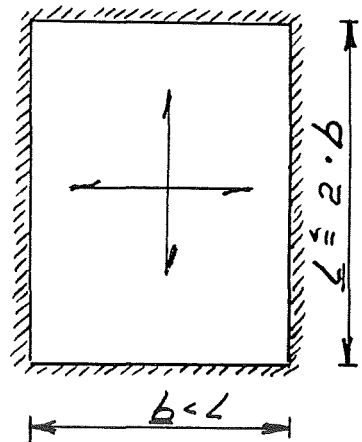
$$V_A = V_B = 1/2 \cdot r_d \cdot L$$



a_t pr. m.

Dobbeltspændt plade

Denne type plade skal være understøttet langs alle 4 sider, og vil derfor have 2 spændvidder



$L =$ lange spændvidde

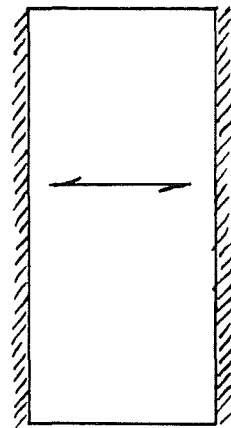
$b =$ korte spændvidde

Det er et krav at

$$L \leq 2b$$

Hvis dette ikke kan overholdes regnes pladen som enkelspændt.

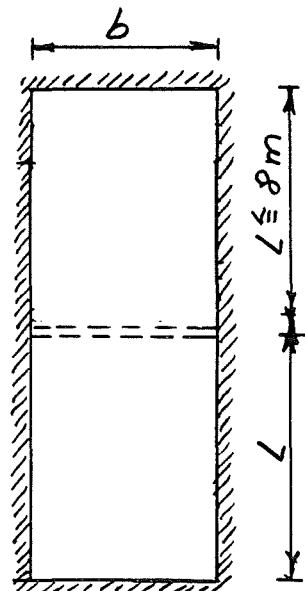
Hvis pladen armeres ens i begge retninger bliver momentet i pladen.



$$m_d = \frac{r_d \cdot b \cdot L}{4 + 8 \cdot \frac{b}{L} + 8 \cdot \frac{L}{b}} \text{ kNm/m}$$

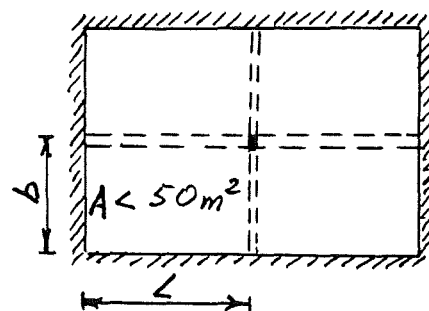
Hvor den længste spændvidde L bør vælges

$$L \leq 8 \text{ m}$$



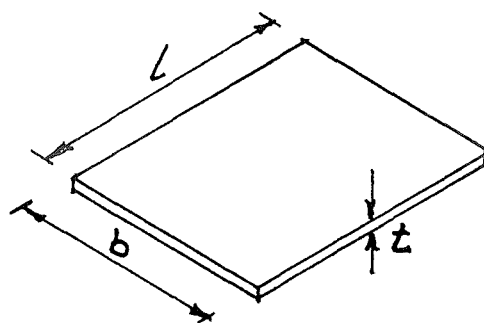
Pladefeltets størrelse
 bør ikke være større end
 50 m^2

$$b \cdot L < 50 \text{ m}^2$$



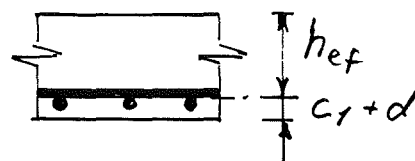
Dimensionering ud
 fra stivhedskrav.

$$t \geq \begin{cases} 1/40 \cdot b \\ 80 \text{ mm.} \end{cases}$$



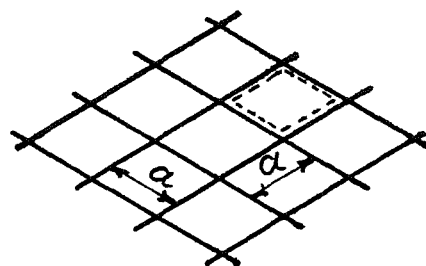
Effektiv højde.

$$h_{\text{ef}} = t - c_1 - d$$



Maskeomkreds.

$$4 \cdot a \leq \begin{cases} 10 \cdot t \\ 1,2 \text{ m} \end{cases}$$



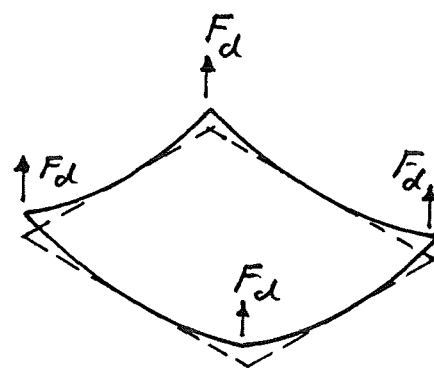
Vippere

Hvis hjørnerne i en kryds-
 armeret plade frit kan vippe
 op regnes pladens moment til.

$$m_d + 10\%$$

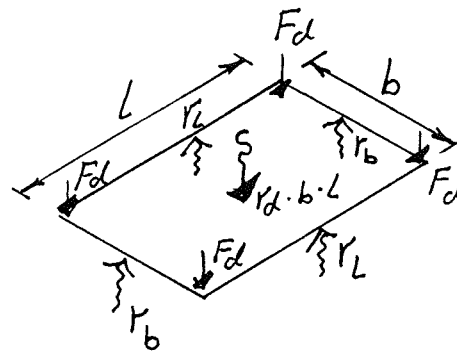
Hjørnekrafternes størrelse.

$$F_d = m_d \text{ (kN)}$$



Reaktioner ved pladens korte sider.

$$r_b = \frac{1}{2} \cdot r_d \cdot L - 4 \cdot m_d \cdot \frac{L}{b^2}$$



Reaktioner ved pladens lange sider.

$$r_L = \frac{1}{2} \cdot r_d \cdot b - 4 m_d \cdot \frac{b}{L^2}$$

Kontrol ved hjælp af pladens ligevægt.

$$\uparrow \Sigma V = 0.$$

$$r_d \cdot b \cdot L + 4 \cdot F_d - 2(r_b \cdot b + r_L \cdot L) = 0$$

Eksempel 3 dobb. sp. plade.

Normal sikkerhedsklasse.

Skærpet kontrolklasse.

Moderat miljøklasse.

Beton 20, øertesten.

Kamstål K_s 550s.

$$f_{cd} = \underline{11,7 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{yd} = \underline{414 \text{ N/mm}^2}$$

$$L = 5,90 + 0,10 = \underline{6,0 \text{ m} < 8,0 \text{ m}}$$

$$b = 4,90 + 0,10 = \underline{5,00 \text{ m}}$$

$$L = \underline{6,00} < 2 \cdot b = 2 \cdot 5,00 = \underline{10,00 \text{ m}}$$

Tegning
side 34.

$$A = 5,00 \cdot 6,00 = \underline{30,00 \text{ m}^2} < 50 \text{ m}^2$$

$$t \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{40} \cdot 5000 = \underline{125 \text{ mm}} \\ \underline{80 \text{ mm}} \end{array} \right\} \text{ valg } \underline{130 \text{ mm}}$$

	k	\(\gamma\)	r
Nyttelast	2,50	1,3	3,75
Lette vægge	1,50	1,0	1,50
Gulv	0,30	1,0	0,30
Plade 0,13 \cdot 24	3,12	1,0	3,12

$$r_d = \underline{8,67 \text{ kN/m}^2}$$

$$M_d = \frac{8,67 \cdot 5,0 \cdot 6,0}{4 + 8 \frac{5,0}{6,0} + 8 \frac{6,0}{5,0}} = \underline{12,83 \text{ kNm/m}}$$

$$\alpha_s = \frac{12,83 \cdot 10^6}{0,6 \cdot 130 \cdot 414} = \underline{397 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

$$d \sim \frac{1}{10} \cdot 130 = \underline{13 \text{ mm}}$$

$$\underline{100} < \alpha < \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot 130 = 260 \text{ mm} \\ \underline{250 \text{ mm}} \end{array} \right.$$

valg

Y10/200

$$\alpha_s = 393 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$h_{ef} = 130 - 25 - 10 = \underline{95 \text{ mm.}}$$

$$w = \frac{393 \cdot 414}{95 \cdot 1000 \cdot 11,7} = \underline{0,139} \left\{ \begin{array}{l} < w_{bal} = \underline{0,3} \\ > w_{min} = \underline{0,1} \end{array} \right.$$

$$M_{ud} = \left\{ \begin{array}{l} 0,129 \cdot 11,7 \cdot 1000 \cdot 95^2 \cdot 10^{-6} = \underline{15,09} \\ 393 \cdot 414 \cdot 95 (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,139) \cdot 10^{-6} = \underline{15,14} \end{array} \right\} > M_d = \underline{12,83}$$

Maskeomkreds

$$4 \cdot 200 = \underline{800} < \left\{ \begin{array}{l} \underline{1200 \text{ mm}} \\ 10 \cdot 130 = 1300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

34.

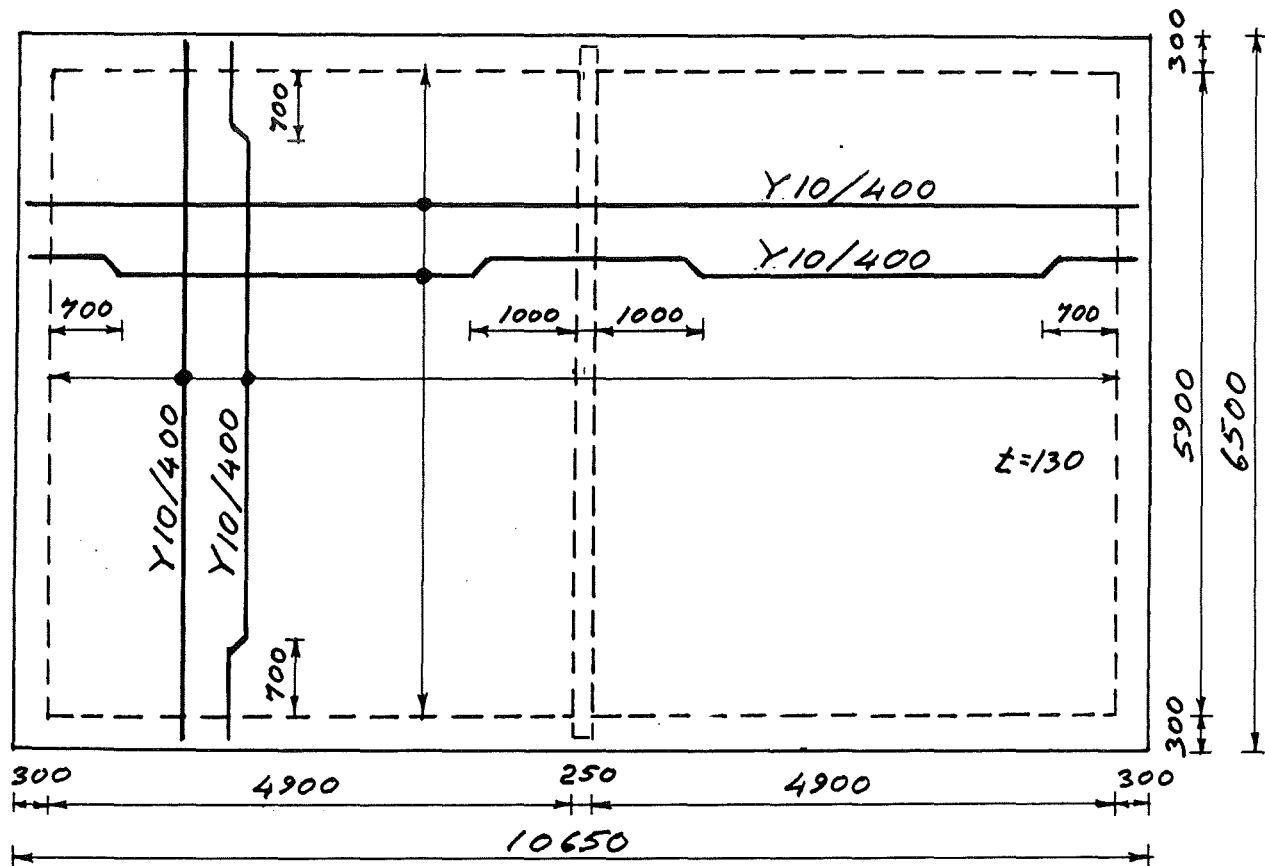
$$r_b = \frac{1}{2} \cdot 8,67 \cdot 6,0 - 4 \cdot 12,83 \cdot \frac{6,0}{5,0^2} = \underline{13,69 \text{ kN/m}}$$

$$r_l = \frac{1}{2} \cdot 8,67 \cdot 5,0 - 4 \cdot 12,83 \cdot \frac{5,0}{6,0^2} = \underline{14,55 \text{ kN/m}}$$

$$F_d = \underline{12,83 \text{ kN}}$$

$$\uparrow \Sigma V = 0.$$

$$8,67 \cdot 5,0 \cdot 6,0 + 4 \cdot 12,83 - 2(13,69 \cdot 5,0 + 14,55 \cdot 6,0) = 0,08 \approx 0$$



Noter:

Beton: $f_{ck} \geq 20 \text{ MN/m}^2$ - ærtesten.

Armering: Kamstål $K_s 550s$ (Y)

Moderat miljøklasse.

Skærpet kontrolklasse.

Pladetykkelse $z=130 \text{ mm}$

Stødlængde: Y10. - 380 mm

Dæklag. 25 mm

Ubemærkede mål er mm.

Dobbelspændt plade, formler.

f_{cd} og f_{yd} .

L = lange lysvidde + vederlag $\cong 8m$

b = korte -"- + -"-

$$L \cong 2 \cdot b$$

$$A = b \cdot L \cong 50 m^2$$

$$t \cong \begin{cases} 1/40 \cdot b \\ 80 \end{cases}$$

$$m_d = \frac{r_d \cdot b \cdot L}{4 + 8 \cdot \frac{b}{L} + 8 \cdot \frac{L}{b}}$$

$$\alpha_s \cong \frac{m_d}{0,6 \cdot t \cdot f_{yd}}$$

$$d \sim 1/10 \cdot t$$

$$100 \cong d \cong \begin{cases} 2 \cdot t \\ 250 \end{cases}$$

$$h_{ef} = t - c_1 - d$$

$$w = \frac{\alpha_s \cdot f_{yd}}{h_{ef} \cdot 1000 \cdot f_{cd}} \begin{cases} \leq w_{bal} \\ \cong w_{min} \end{cases}$$

$$m_{ud} = \begin{cases} \mu \cdot f_{cd} \cdot 1000 \cdot h_{ef}^2 \\ \alpha_s \cdot f_{yd} \cdot h_{ef} (1 - 1/2 w) \end{cases} \cong m_d$$

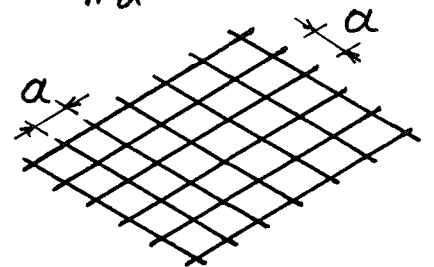
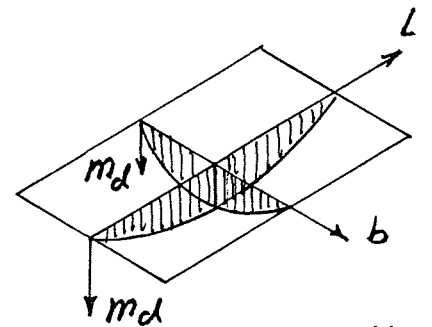
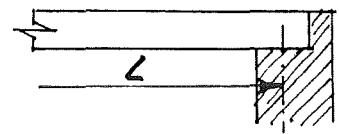
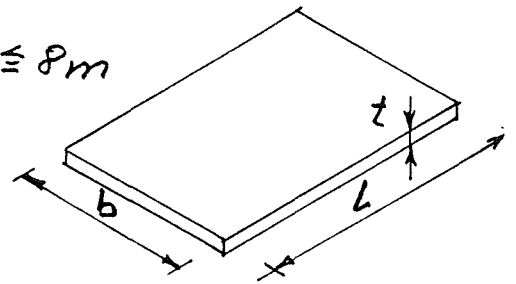
$$4\alpha \cong \begin{cases} 1,2 \\ 10 \cdot t \end{cases}$$

$$r_b = 1/2 \cdot r_d \cdot L - 4 m_d \cdot \frac{L}{b^2}$$

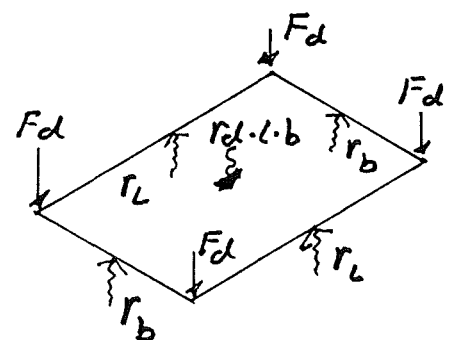
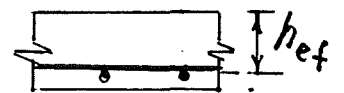
$$r_L = 1/2 \cdot r_d \cdot b - 4 m_d \cdot \frac{b}{L^2}$$

$$F_d = m_d$$

$$\uparrow \Sigma V = 0; r_d \cdot b \cdot L + 4 \cdot F_d - 2(r_L \cdot L + r_b \cdot b) = 0$$



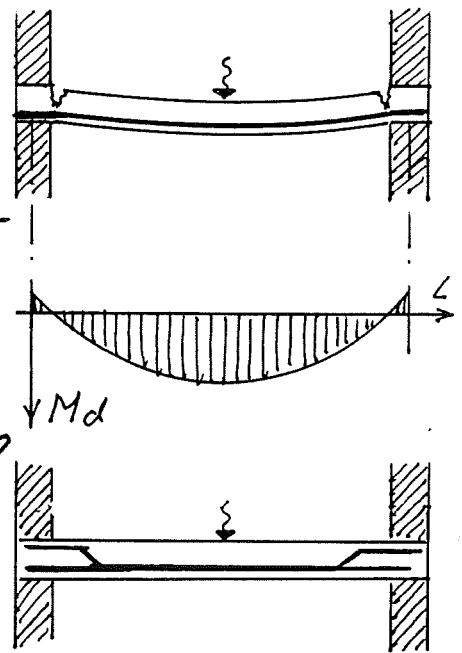
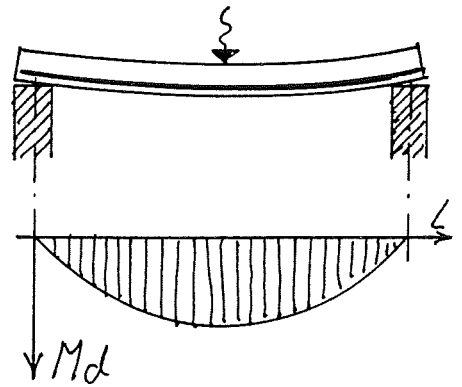
α_s pr. m. i
begge retn.



Opbukning af armering ved pladekanter.

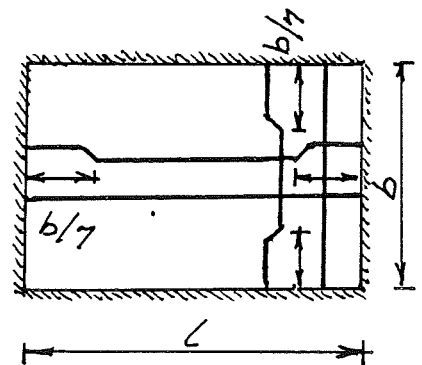
Når en plade belastes vil nedbøjningen få enderne til at vippe op.

Hvis pladeenderne er i klemme (indspændt) vil nedbøjningen give træk i oversiden (negativt moment). Da betonen ikke kan optage træk er det nødvendigt at opbukke en del af armeringen for at optage dette lille indspændingsmoment, samt fordele revnerne.



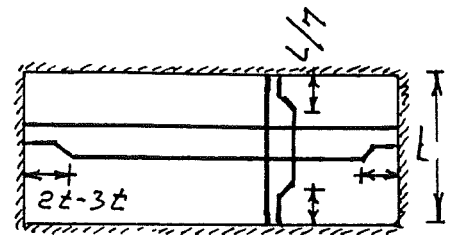
Dobb. spændte plader.

Ved alle endeunderstøtninger opbukkes halvdelen af armeringen i afstanden $b/7$.



Enkeltspændte plader.

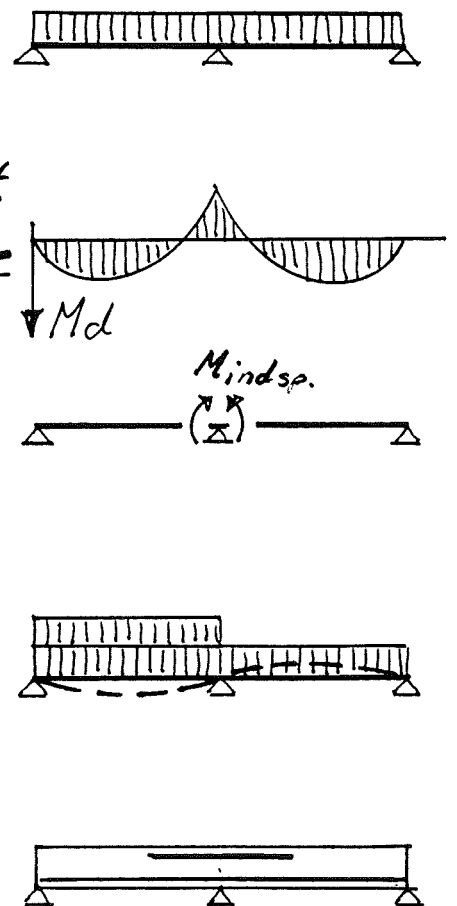
Halvdelen af hovedarmeringen ($a_s/2$) opbukkes i afstanden $l/7$.



Halvdelen af fordelingslængsarmeningen ($a_t/2$) opbukkes i afstanden $2t-3t$.

Kontinuerlige plader og bjælker.

Ved mellemunderstøtninger har plader/bjælker et negativt moment, der er betydeligt større end det ved endeunderstøtningerne. Da dette indspændingsmoment er afhængigt af lasten på de tilstødende fag samt mængden af oversidearmening, benævnes det delvis indspænding.

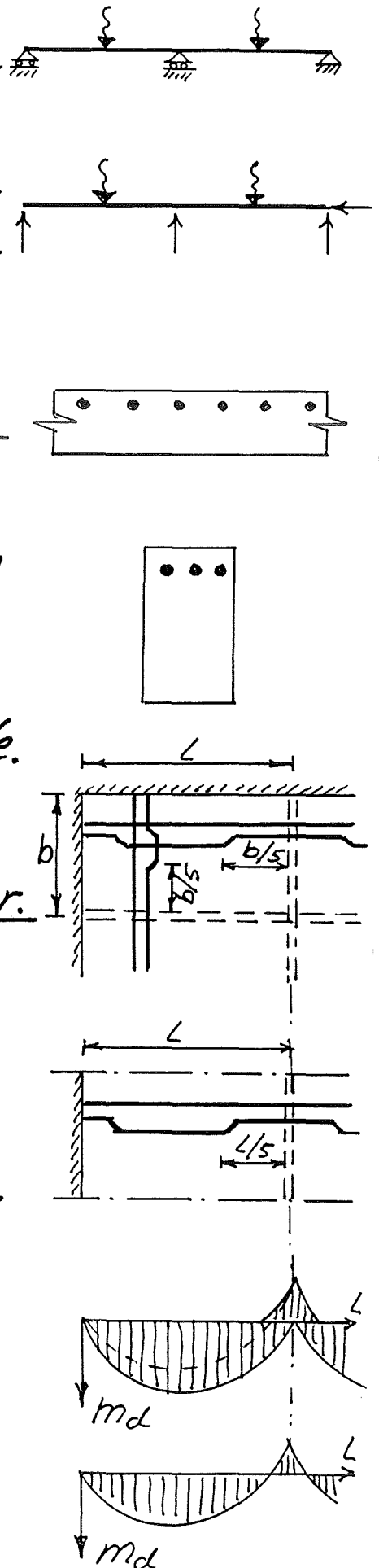


Da konstruktionen er statistisk ubestemt kan indspændingsmomentet ikke bestemmes af ligevægtsligningerne. Men p.g.a. tværsnittets flydeevne kan indspændingsmomentet gættes indenfor nærmere fastlagte rammer. Armeringen i oversiden skal dog mindst være $\frac{1}{3}$ af armeringen i pladens/bjæltekens underside.

Opbukning af armering ved pladers mellemunderstøtninger.

Halvdelen af armeringen opbukkes i afstanden b/s i dobb. spændte plader og $l/5$ i enkeltspændte plader.

Kontinuerlige plader kan på den sikre side regnes fagvis simpelt understøttet, uden hensyn til indspændingsmomentet.



Reaktioner for kontinuerlige plader/bjælker.

Da indspændingen "flytter" en del af lasten, tilføjes reaktionen V_B 10%.

(V_B) kun last fra en side.

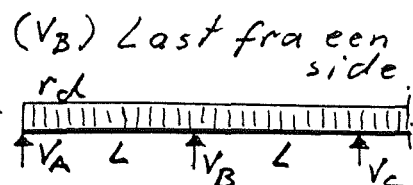
oversidearmering i bjælker.

På grund af armeringsmontagen forsynes alle bjælker med 2 montagestænger i oversiden, med dimension 2-4 mm mindre end hovedarmeringens dimension.

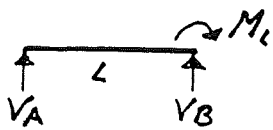
Over mellemunderstøtninger skal oversidearmeringen være mindst $\frac{1}{3}$ af hovedarmeringen midt i bjælkefaget.

Armeringen skal føres $\frac{1}{5} +$ forankringslængde (l_a) ud i faget.

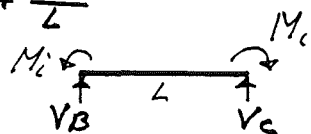
Kontinuerlige bjælker kan på den sikre side regnes fagvis simpel understøttet, uden hensyn til indspændingsmomentet.



$V_A = (V_B) = \frac{1}{2} \cdot r_d \cdot L$



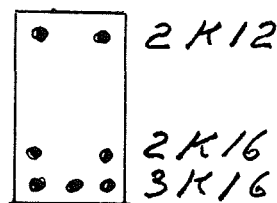
$(V_B) = + \frac{M_i}{L}$



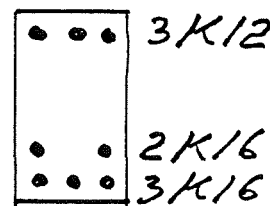
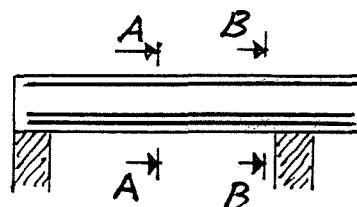
$(V_B) = 0$

$(V_B) = \frac{1}{2} \cdot r_d \cdot L + \frac{M_i}{L}$

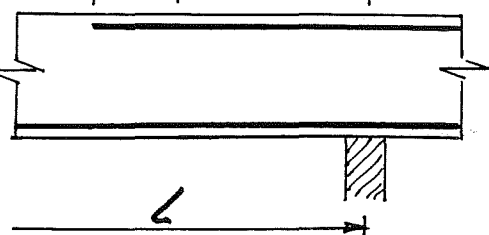
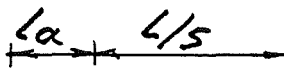
$(V_B) \approx \frac{1}{2} \cdot r_d \cdot L + 10\%$



Snit A-A



Snit B-B

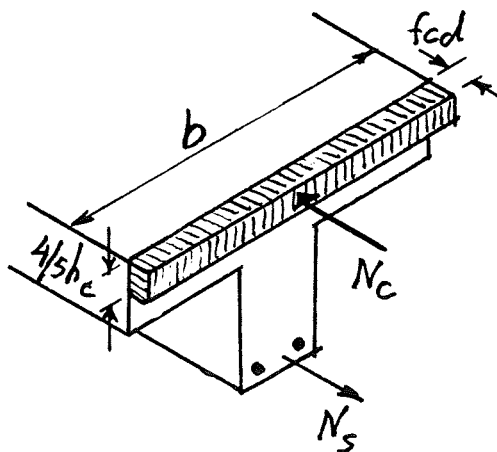
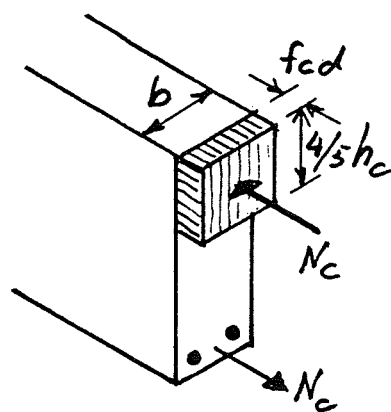
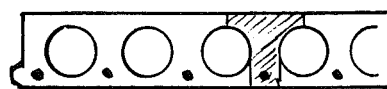
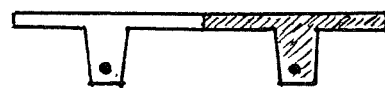


T-bjælker.

3 in-situ støbte jernbetonkonstruktioner, støbes plader og bjælker samtidig. Dette betyder at plade-bjælke kan fungere som en enhed i den færdige konstruktion, hvilket får til følge at trykket i bjælkens overside kan fordele sig ud i pladerne, d.v.s. trykzonen bliver bredere. For en rektangulær bjælke og en T-bj. med samme højde og armering, vil trykresultantens (N_c) størrelse være ens.

$$N_c = f_{cd} \cdot b \cdot \frac{4}{5} h_c$$

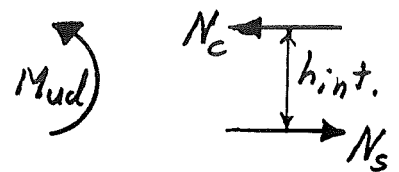
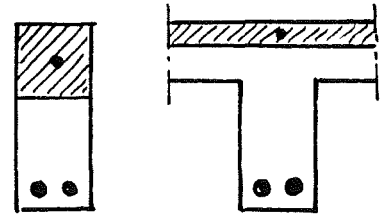
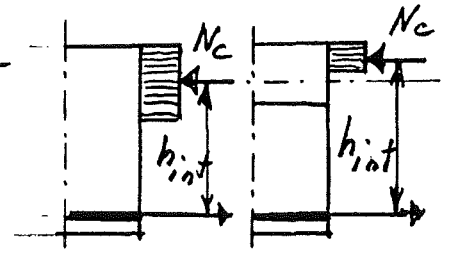
Deraf følger at når trykzonens bredde (b) øges må trykzonens højde ($\frac{4}{5} h_c$) blive mindre, hvilket får til



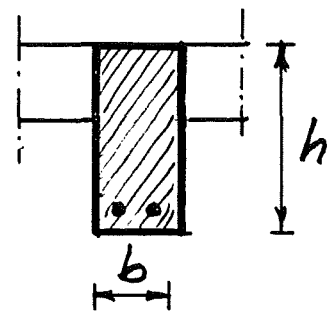
følge at den indre højde (h_{int}) d.v.s. afstanden mellem tryk- og trækresultanten øges, så bjælkens bæreevne (M_{ud}) bliver større.

$$M_{ud} = N_c \cdot h_{int}$$

Den korrekte bæreevne kan beregnes, men på den sikre side kan T-bjælken også beregnes som en rektangulær bjælke, hvor højden regnes til overkant af pladen.



$$M_{ud} = N_c \cdot h_{int}$$



For skydning.

Det skrå forskydningsbrud i betonbjælken fremkommer af et træk vinkelret på revnerne. Dette træk T er resultatanten af τ_H og τ_V . ($\tau_V = \tau_H$)

$$T = \tau \cdot \sqrt{2}.$$

For skydningskraften H er summen af forskydningspændingerne i et snit.

Skråarmering.

Hvis hovedarmeringen bukkes op (45°) til forskydningsarmering.

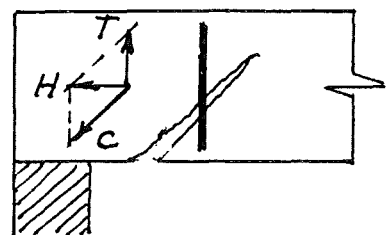
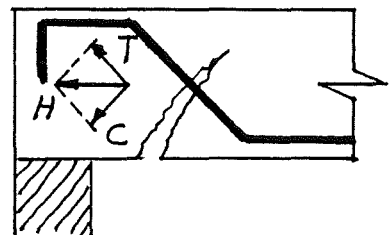
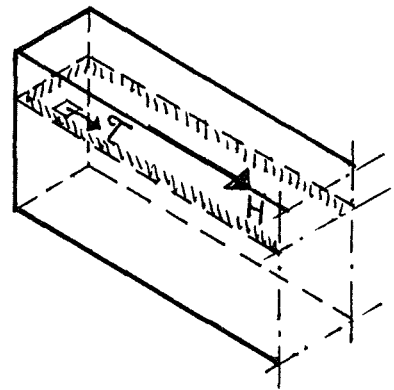
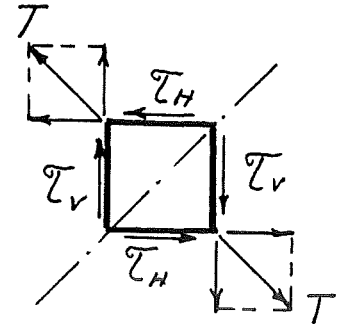
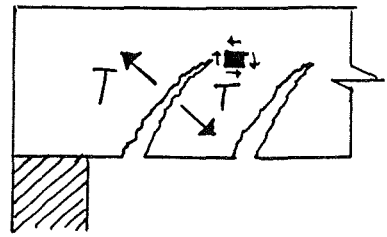
$$T = C = \frac{H}{\sqrt{2}}$$

Trækket T optages af armering, og trykket c optages af betonen.

Bøjlearmering.

Her bliver trækraften T i bøjerne lig forskydningskraften H .

$$T = H.$$



Forskydningspænding.

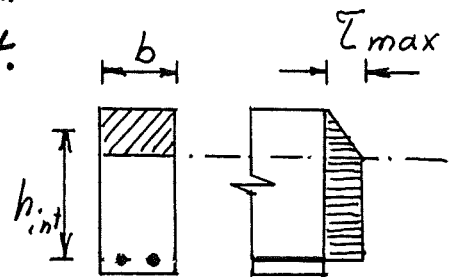
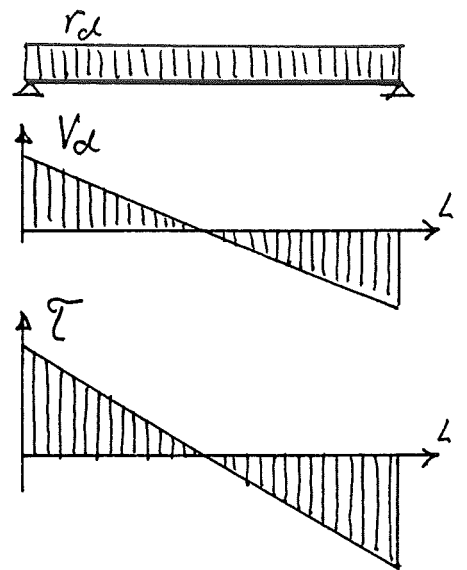
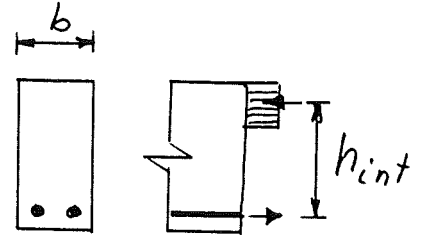
Et tværsnits største forskydningspænding bestemmes efter formlen.

$$\tau = \frac{V_d}{b \cdot h_{int}}$$

$$h_{int} = h_{ef} (1 - \frac{1}{2}W)$$

Da b og h_{int} normalt er konstant, idet bjælkens tværsnit er det samme overalt, bestemmes en bjælkes største forskydningspænding τ_{max} ved at indsætte den største forskydningskraft $V_d = V_{max}$ For rektangulære tværsnit.

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \cdot h_{ef} (1 - \frac{1}{2}W)}$$



τ_{max} (\leq) forskydningsstyrke.

Betonens regningsmæssige forskydningsstyrke er $0,5 \cdot f_{ctd}$, det vil sige det halve af trækstyrken.

For skydningsstyrke.

$$\tau_{max} \leq 0,5 \cdot f_{ctd}$$

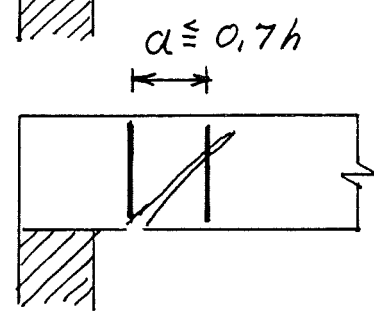
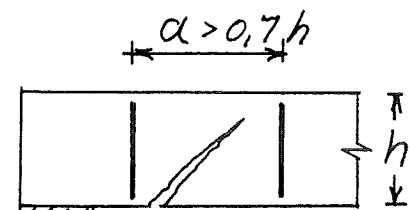
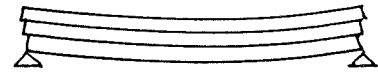
Selv om betonens forskydningsstyrke $0,5 \cdot f_{ctd}$ ikke overskrides skal bjælken alligevel have bøjler.

For bjælker med bredden b .

$$b \leq 250 \rightarrow b_{jl} R7 / \alpha_{bjl}$$

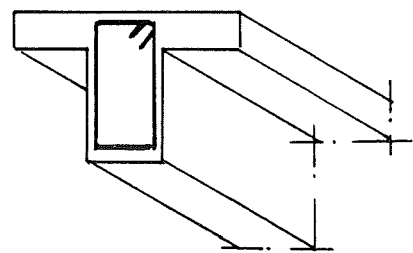
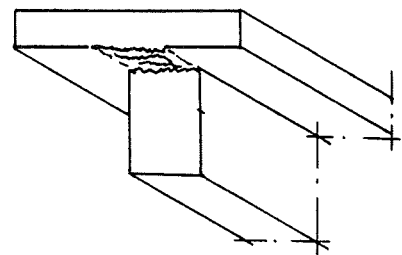
$$b > 250 \rightarrow b_{jl} R10 / \alpha_{bjl}$$

$$\alpha_{bjl} \leq \begin{cases} b = \text{bjælkebredde} \\ 300 \text{ mm} \\ 0,7 \cdot h \end{cases}$$

For skydningsarmering.

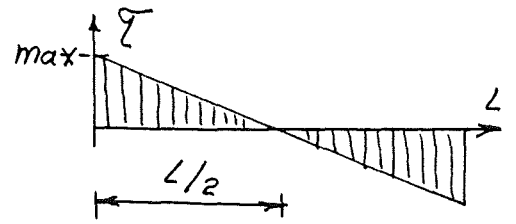
$$\tau_{max} \leq \begin{cases} 0,25 \cdot f_{ctd} \\ 6,0 \end{cases}$$

Der skal bøjlearmeres for $\tau_{max} > 0,5 \cdot f_{ctd}$, hvilket vil sige at der er tale om en samvirken af betonens forskydningsstyrke og bøjlerne.



Beregning af bøjler.

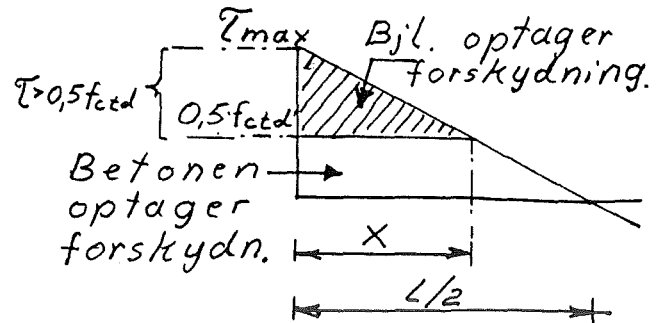
Den længde x hvor betonen ikke kan optage forskydningen.



Ensvinklede trekanter.

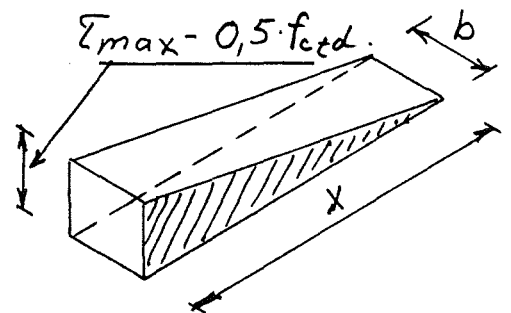
$$\frac{x}{L/2} = \frac{\tau_{\max} - 0,5 \cdot f_{ctd}}{\tau_{\max}} \Rightarrow$$

$$x = \frac{L}{2} \cdot \frac{\tau_{\max} - 0,5 \cdot f_{ctd}}{\tau_{\max}}$$



For skydningskraften H_d som skal optages af bøjlerne.

$$H_d = \frac{1}{2} (\tau_{\max} - 0,5 \cdot f_{ctd}) \cdot b \cdot x$$



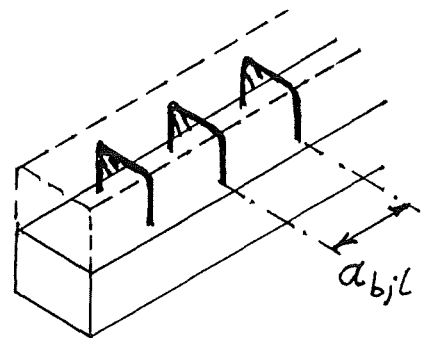
Troekket T i bøjlerne er lig for skydningskraften H_d
 $T = H_d$

Nødvendigt bøjleareal til optagelse af for skydning.

$$A_z \geq \frac{H_d}{f_{yd}}$$

Antal 2-snitbøjler

$$n \geq \frac{A_z}{A_{bjl} \cdot 2}$$

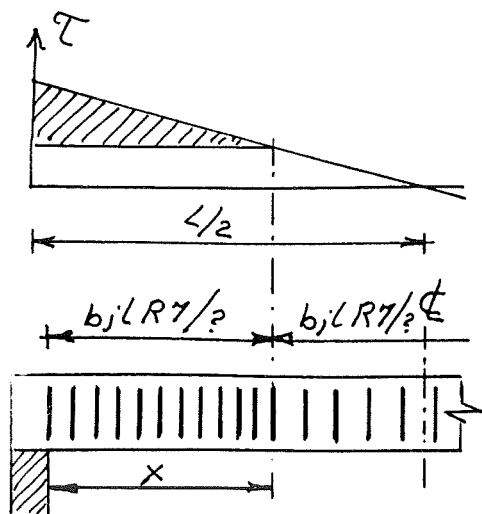


Afstand mellem bøjler.

$$a_{b,j,l} = \frac{x}{n-1}$$

Bemærk.

De beregnede bøjlers afstand kan godt blive større end dem på side 44 som også skal overholdes.

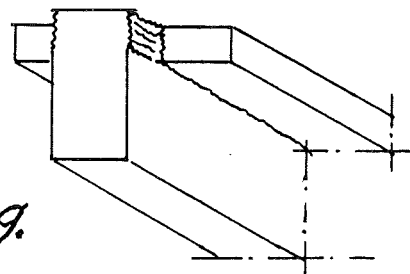
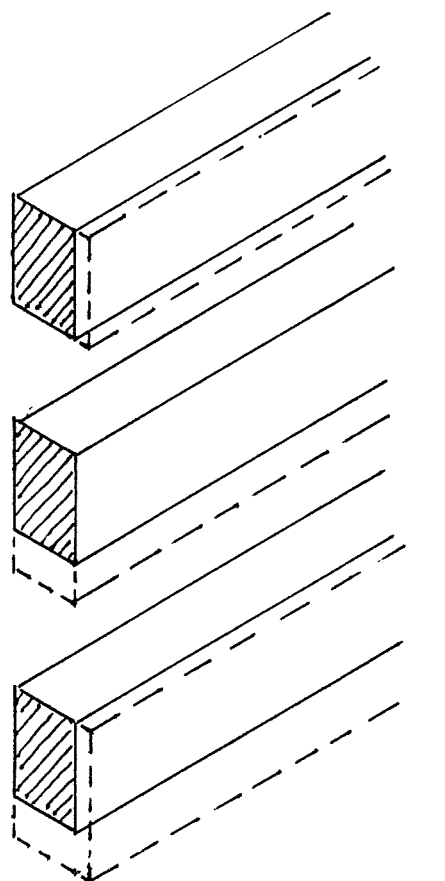


For lille tværsnit.

$$\tau_{max} > \begin{cases} 0,25 \cdot f_{cd} \\ 6,0 \end{cases}$$

I dette tilfælde kan man altså ikke arme sig fra forskydningsspændingerne, men er nødt til at øge tværsnittets bredde eller højde eller evt. begge.

For skydning i fligene på T-bjælker kan almindeligvis optages af pladearmering.

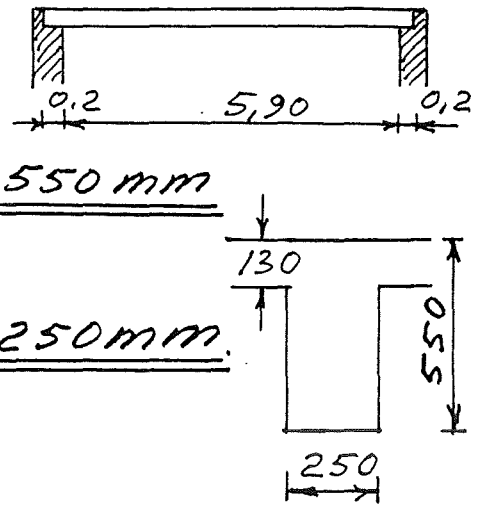


Eksempel 4 BjælkeForsættelse af eks. 3 side 32.

$$L = 5,90 + 2 \cdot \frac{0,2}{2} = \underline{6,10 \text{ m}}$$

$$h \approx \left\{ \begin{array}{l} 1/10 \cdot 6100 = 610 \\ 1/20 \cdot 6100 = 305 \end{array} \right\} \underline{\text{valg } 550 \text{ mm}}$$

$$b_n \approx \left\{ \begin{array}{l} 1/3 \cdot 550 = 183 \\ 150 - 200 \end{array} \right\} \underline{\text{valg } 250 \text{ mm}}$$



Last fra plader. (side 34)

$$r_d = 2 \cdot 14,55 \cdot 1,1 = 32,01 \text{ kN/m}$$

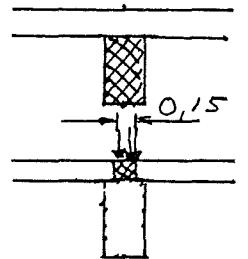
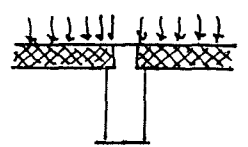
Bjælkekrop.

$$g_d = 0,25(0,55 - 0,13) \cdot 24 = 2,22 \text{ ''}$$

Bjælkehoved.

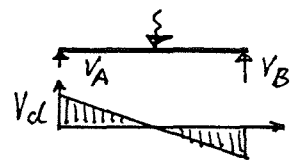
$$r_d = 8,67 \cdot 0,15 = 1,30 \text{ ''}$$

$$\underline{35,53 \text{ kN/m}}$$

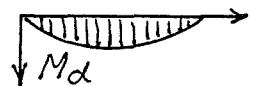


$$V_A = V_B = V_d = \frac{1}{2} \cdot 35,53 \cdot 6,1 = \underline{108,37 \text{ kN}}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 35,53 \cdot 6,1^2 = \underline{165,26 \text{ kNm}}$$

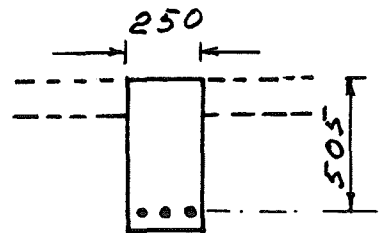


$$A_s \approx \frac{165,26 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 550 \cdot 414} = \underline{907 \text{ mm}^2}$$



$$\underline{\text{Valg } 3 \text{ Y}20}, A_s = 942 \text{ mm}^2$$

$$h_{ef} = 550 - 35 - 20/2 = \underline{505 \text{ mm}}$$



$$b_{n\&d} = 2 \cdot 35 + 3 \cdot 20 + (3-1) \cdot 40 = \underline{210 \text{ mm}} \quad \bar{b} = \underline{250 \text{ mm}}$$

$$W = \frac{942 \cdot 414}{505 \cdot 250 \cdot 11,7} = \underline{0,264} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq W_{bal} = \underline{0,448} \\ \geq W_{min} = \underline{0,041} \end{array} \right.$$

$$\mu = \underline{0,229}$$

$$M_{ud} = \begin{cases} 0,229 \cdot 11,7 \cdot 505^2 \cdot 250 \cdot 10^{-6} & = \underline{170,82 \text{ kNm}} \\ 942 \cdot 414 \cdot 505 (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,264) \cdot 10^{-6} & = \underline{170,95 \text{ kNm}} \end{cases}$$

$$M_{ud} = \underline{170,82 \text{ kNm}} \geq M_d = \underline{165,26 \text{ kNm}}$$

$$\sigma_c = \frac{108,37 \cdot 10^3}{250 \cdot 200} = \underline{2,16 \text{ N/mm}^2} \leq f_{væg}$$

Forskydning.

Rundjern. Fe 360 (R)

$$\tau = \frac{108,37 \cdot 10^3}{250 \cdot 505 (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,264)} = \underline{0,98 \text{ N/mm}^2}$$

$$\tau = \underline{0,98 \text{ N/mm}^2} \quad \left\{ \begin{array}{l} > 0,5 \cdot 0,82 = \underline{0,41 \text{ N/mm}^2} \\ < \begin{cases} 0,25 \cdot 11,7 = \underline{2,93 \text{ N/mm}^2} \\ \underline{6,0 \text{ N/mm}^2} \end{cases} \end{array} \right.$$

Bøjler i området $\tau < 0,41 \text{ N/mm}^2$ d.v.s. midterste del af bjælken.

$$a_{bj\ell} \approx \begin{cases} b = \underline{250 \text{ mm}} \\ \underline{300 \text{ mm}} \\ 0,7 \cdot 550 = \underline{385 \text{ mm}} \end{cases} \quad \underline{\underline{bj\ell R7/250}}$$

49.

Bøjler for området $0,41 \leq \tau \leq 2,93$

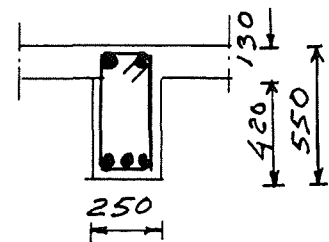
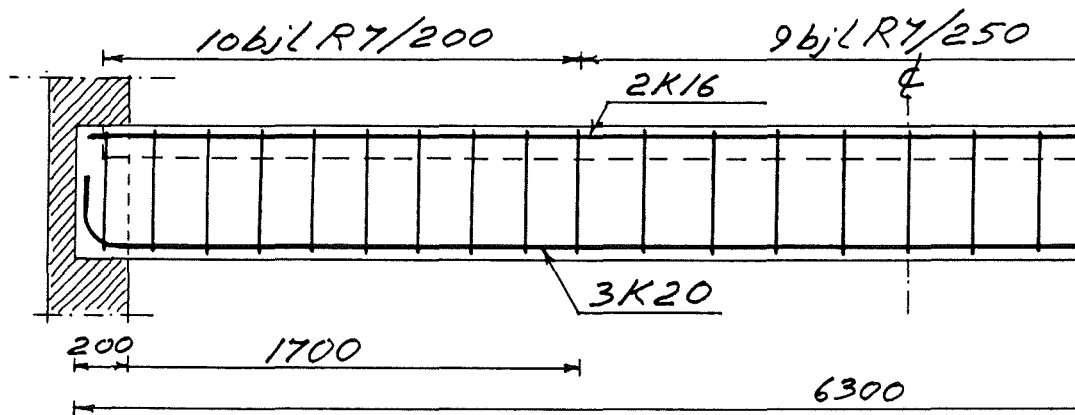
$$x = \frac{6100}{2} \cdot \frac{0,98 - 0,5 \cdot 0,82}{0,98} = \underline{1774 \text{ mm}}$$

$$H_d = \frac{1}{2}(0,98 - 0,5 \cdot 0,82) 250 \cdot 1774 \cdot 10^{-3} = \underline{126,40 \text{ kN}}$$

$$A_s = \frac{126,40 \cdot 10^3}{177} = \underline{714 \text{ mm}^2}$$

$$n = \frac{714}{38 \cdot 2} = 9,4 \rightarrow \underline{10 \text{ stk}}$$

$$a_{b_j l} = \frac{1774}{10 - 1} = \underline{197} \sim \underline{\underline{b_j l R 7/200}}$$



Forskydning i bjælker, formler.

$$\tau_{\max} = \frac{V_d}{b \cdot h_{ef} (1 - 1/2 \cdot W)}$$

$$\tau_{\max} \leq 0,5 \cdot f_{ctd}$$

bjl. R7 $\leftarrow 250 \leq b > 250 \rightarrow$ bjl. R 10.

$$a_{bjl} \leq \begin{cases} b \\ 300 \\ 0,7 \cdot h \end{cases}$$

$$0,5 \cdot f_{ctd} < \tau_{\max} \leq \begin{cases} 0,25 \cdot f_{cd} \\ 6,0 \end{cases}$$

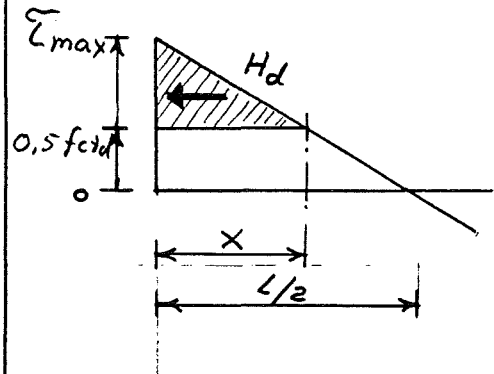
$$x = \frac{L}{2} \cdot \frac{\tau_{\max} - 0,5 \cdot f_{ctd}}{\tau_{\max}}$$

$$H_d = 1/2 (\tau_{\max} - 0,5 \cdot f_{ctd}) \cdot b \cdot x$$

$$A_z = \frac{H_d}{f_{yd}}$$

$$n_{bjl} = \frac{A_z}{A_{bjl} \cdot 2}$$

$$a_{bjl} = \frac{x}{n_{bjl} - 1}$$



$$\tau_{\max} > \begin{cases} 0,25 f_{cd} \\ 6,0 \end{cases}$$

Større tværsnit.

Huskeliste

Nedenfor er i en række punkter opregnet de forhold, der først og fremmest skal tages i betragtning ved planlægningen og udarbejdelsen af et projektmateriale.

Listen tjener til at give en hurtig oversigt over indholdet af denne vejledning, men må ikke betragtes som en udtømmende ekstrakt deraf.

A. Planlægning af tegningsmaterialet.

1. Gør tegningen til et ensartet og éntydigt grundlag for udførelsen af jernbetonarbejdet.
2. Klargør hele beton- og jernbetonoperationen fra form til efterbehandling. Lav f. eks. altid en selvstændig fundamentstegning.
3. Overvej, om der skal udføres særlige betonmålstegninger og særlige armeringstegninger.
4. Lav altid en disposition for hver tegning.
5. Undgå uhåndterlige tegninger.
6. Husk, tegningen skal anvendes på arbejdspladsen.
7. Husk tegningsfortegnelse.

B. Systemnet og orientering.

1. Fastlæg og nummerer systemplaner og niveauplaner.
2. Målsæt systemnettet på alle planbilleder og niveaulinierne på alle lodrette snit.
3. Indtegn systemnettet og niveaulinierne på alle billeder.
4. Orienter med N, S, Ø og V og hold samme orientering på alle vandrette snit.

C. Målsætning.

1. Knyt målsætningen til systemnettet og målsæt således, at det ikke bliver nødvendigt at regne på arbejdspladsen.
2. Angiv mål i **mm** Koter i m.
3. Undgå så vidt muligt at gentage detailmål.

D. Armering.

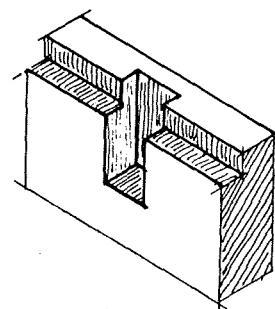
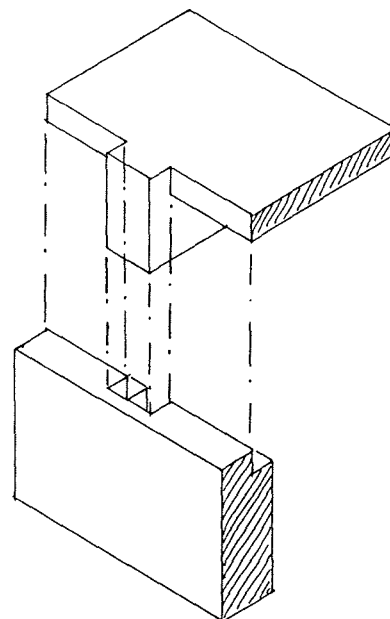
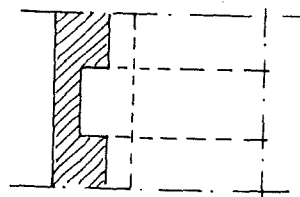
1. Anvend altid R, K og T for henholdsvis rundstål, kamstål og tentorstål.
2. Giv plads ved armeringsbetegnelsen til jernlistens numre.
3. Tegn bjælkerækker helt ud og vis alle stød.
4. Angiv principperne for pladearmring ved snit i karakteristiske plader.
5. Vis detaljer af alle særlige plader f. eks. plader med armering i oversiden.

E. Snit.

1. Se snit på tegningen af planbilledet „opad“ eller „til venstre“.
2. Anbring snit og detaljer systematisk.

F. Note og påskrifter.

1. Placer note, tabeller og skemaer rigtigt.
2. Anbring benævnelsen under billederne.
3. Henvis til tegninger, der viser tilstødende konstruktioner.



Armerede søjler.

Hvis et armeret tvær-
snit opdeles i hvad be-
tonen bærer.

$$N_c = A_c \cdot f_{cd}$$

og hvad armeringen
bærer.

$$N_s = A_s \cdot f_{y,cd}$$

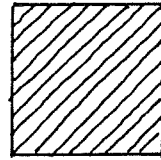
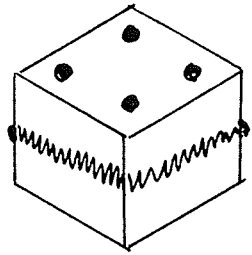
så vil hele tværsnittet
bære.

$$N_{ud} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{y,cd}$$

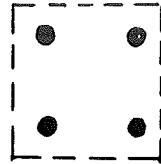
Da der er to materialer
med forskelligt elasti-
citetmodul er det
nødvendigt at trans-
formere armeringsarealet
til et "tænkt" betona-
real, dette gøres ved
hjælp af Hookes Lov.

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \Rightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

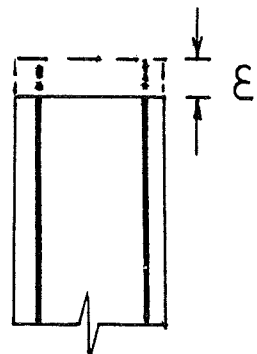
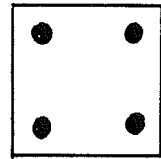
Beton og armering føl-
ges ad, deformeres ens.



+



=



$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = \frac{f_{cd}}{E_c} = \frac{f_{ycd}}{E_s} \Rightarrow$$

$$f_{ycd} = \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cd}$$

Forholdet mellem elasticitetsmodulerne.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

varierer med betonstyrken.

Beton f_{ck}	15	20	25	30
α	34	26	21	17

Nu indgår betonen som eneste materiale i bæreevnen.

$$N_{ud} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \alpha \cdot f_{cd}.$$

På grund af } $\left\{ \begin{array}{l} f_{cd} \rightarrow f_{sd} \\ \text{søjlevirkning} \end{array} \right\}$ } $\left\{ \begin{array}{l} N_{ud} \rightarrow N_{sd} \end{array} \right.$

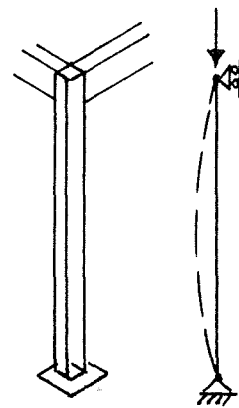
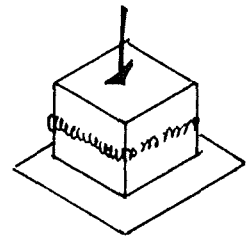
$$\boxed{N_{sd} = A_c \cdot f_{sd} + A_s \cdot \alpha \cdot f_{sd}.}$$

Hvis armeringens styrke overskrides.

$$\alpha \cdot f_{sd} > f_{ycd}$$

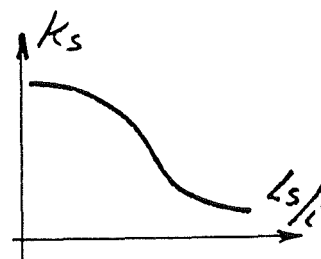
Begrænses bæreevnen til

$$\boxed{N_{sd} = A_c \cdot f_{sd} + A_s \cdot f_{ycd}.}$$



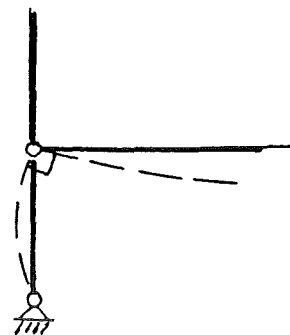
Børeevnebestemmelse.

$$N_{sd} \leq A_c \cdot f_{sd} + \left\{ \begin{array}{l} A_s \cdot a \cdot f_{sd} \\ A_s \cdot f_{ycd} \end{array} \right\} \geq N_d \cdot k$$

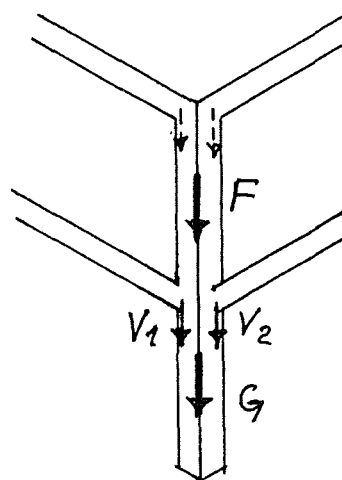
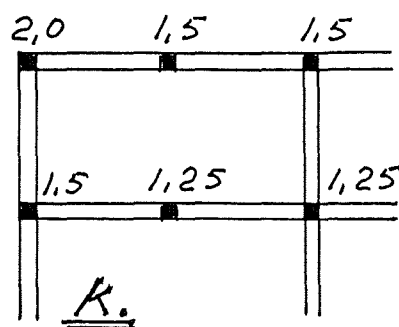


Søjlestyrken f_{sd} bestemmes på samme måde som for uarmerede søjler.

$$f_{sd} = k_s \cdot f_{cd}$$



Når søjle og bjælke er støbt sammen, vil nedbøjningen af bjælken give søjlen en tvungen udbøjning, dette tages der hensyn til ved at multiplicere lasten med en excentricitetsfaktor (k) som er afhængig af søjlens placering.



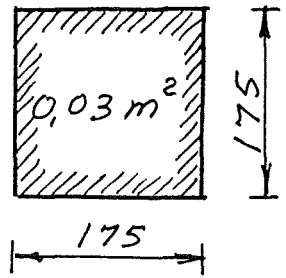
$$N_d \cdot k = F + G + (V_1 + V_2) k$$

Armeringsforhold.

$$\frac{3}{4} \% \approx \rho = \frac{A_s \cdot 100}{A_c} \approx 3\%$$

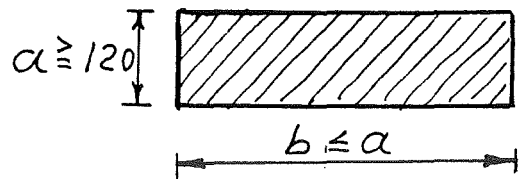
Søjens tværsnit må ikke være for lille.

$$A_c = a \cdot b \geq 0,03 \text{ m}^2$$



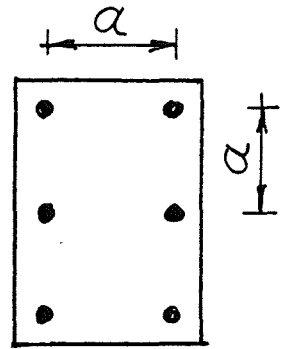
Søjlen må ikke være for slank.

$$a \geq \begin{cases} 120 \text{ mm} \\ 1/25 \cdot L_s \end{cases}$$



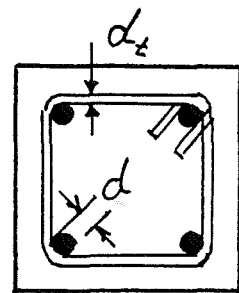
Afstand mellem hovedarmeringsstængerne.

$$a \leq 350 \text{ mm}$$



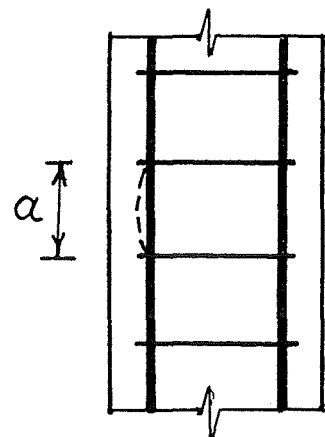
Bøjlerne skal kunne fastholde hovedarmeringen

$$d_t \geq \begin{cases} 5 & \text{for } d \leq 12 \\ 7 & \text{for } d > 12 \end{cases}$$

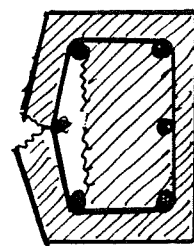


Hovedarmeringen er en lille søjle mellem bøjlerne.

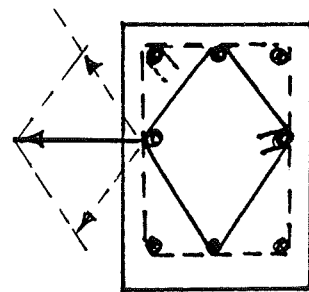
$$a \leq \begin{cases} 350 \\ 15d \end{cases}$$



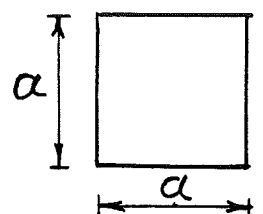
Bøjlerne kan kun fastholde hovedjernene når disse ligger i bøjlernes knæepunkter.



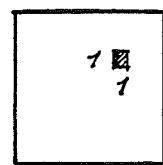
I søjler med mere end 4 armeringsstænger er det nødvendigt med dobbeltbøjler.



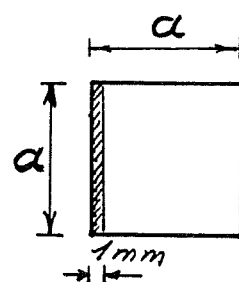
Teknisk stabi har tabeller for kvadratiske søjlers bæreevne N_{sd} .



En søjles bæreevne pr mm^2 (fsd N/mm^2) er afhængig af slankhedsforholdet $\leq 0,29 \cdot \alpha$ hvor α er mindste sidelængde. Det vil sige at en søjle med tværsnittet $a \times a$ bærer



$$\frac{N_{sd(a \times a)}}{a} \quad N/\text{mm}$$

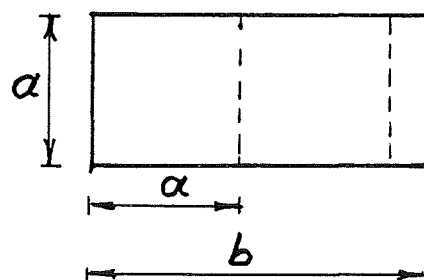


For en søjle med rekt. tværsnit $a \times b$ ($a < b$) bliver bæreevnen.

$$N_{sd(a \times b)} = N_{sd(a \times a)} \cdot \frac{b}{a} \cong Nd \cdot k.$$

og til dimensionering

$$b \cong \frac{(Nd \cdot k) \cdot a}{N_{sd(a \times a)}} \quad b > a$$



Eksempel 5 centralt belastet søjle

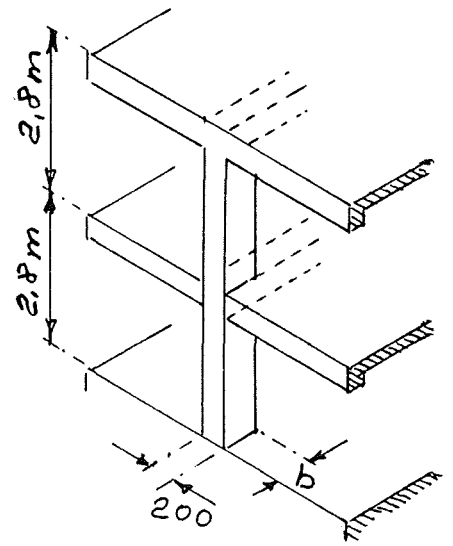
Normal sikkerhedsklasse

Normal kontrolklasse

Passiv miljøklasse

$F_e 360$

Beton 15, ærtesten



$$f_{ycd} = \underline{168 \text{ N/mm}^2}$$

$$f_{cd} = \underline{8,3 \text{ N/mm}^2}$$

Bjælkeretitioner tag. 195 kN.

- " - etage 305 kN.

Søjletværsnit 200 · b

$$N_{d,k} = 195,0 + 305,0 \cdot 1,5 + 15,0 = \underline{667,5 \text{ kN}}$$

TS. - $L_s = 3,0 \text{ m}$ - Beton 20 - NKK - 200 × 200 → $N_{sd} = \underline{484 \text{ kN}}$

Beton 20 - NKK → $f_{cd} = \underline{11,1 \text{ N/mm}^2}$

$$b \geq \frac{667,5 \cdot 200}{484} \cdot \frac{11,1}{8,3} = \underline{369 \text{ mm.}}$$

Valg 200 × 375 mm - 6R16, $A_s = 1210 \text{ mm}^2$

$$A_c = 0,2 \cdot 0,375 = \underline{0,075 \text{ m}^2} > 0,03 \text{ m}^2$$

$$\alpha = \underline{200} > \begin{cases} \frac{120}{25} \\ \frac{2800}{25} = 112 \end{cases}$$

$$\underline{0,75\%} < \phi = \frac{1210 \cdot 100}{200 \cdot 375} = \underline{1,61\%} < \underline{3,0\%}$$

58.

$$\frac{L_s}{i} = \frac{2800}{0,29 \cdot 200} = 48 \rightarrow k_s = 0,8$$

$$f_{sd} = 0,8 \cdot 8,3 = \underline{6,64 \text{ N/mm}^2}$$

$$N_{sd} = 200 \cdot 375 \cdot 6,64 + \begin{cases} 1210 \cdot 34 \cdot 6,64 = \underline{771170 \text{ N}} \\ 1210 \cdot 168 = \underline{701280 \text{ N}} \end{cases}$$

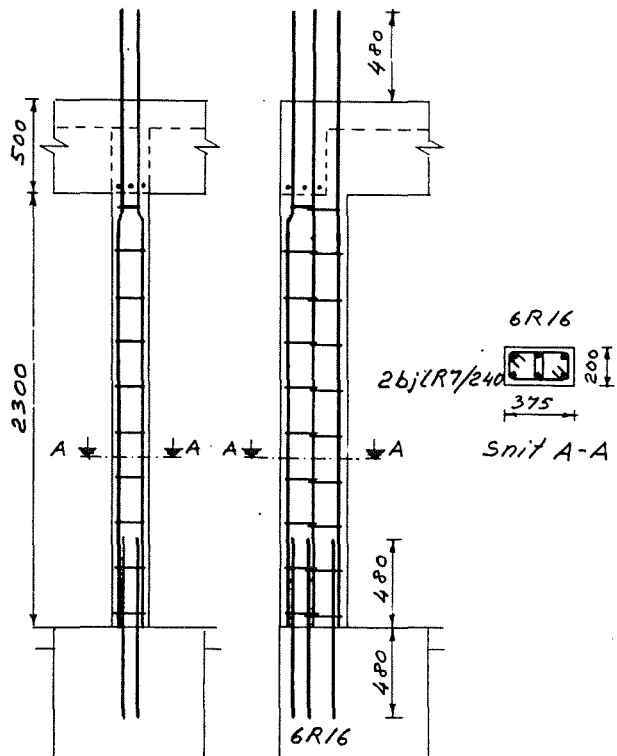
$$G. \text{ s}\phi/j/r = 0,2 \cdot 0,375 \cdot 24 \cdot 2 \cdot 2,8 = \underline{10,1 \text{ kN}}$$

$$N_d \cdot k = 195,0 + 305,0 \cdot 1,5 + 10,1 = \underline{662,6 \text{ kN}}$$

$$\underline{N_d \cdot k = 662,6 \text{ kN} < N_{sd} = 701,3 \text{ kN}}$$

$$d = 16 > 12 \rightarrow d_t = \underline{7 \text{ mm}}$$

$$a_{bil} = \underline{240} \leq \begin{cases} \underline{350 \text{ mm}} \\ 15 \cdot 16 = \underline{240 \text{ mm}} \end{cases}$$



Armerede søjler, formler.

f_{cd} og $f_{y,cd}$.

Dimensionering.

\square a bæreevnetabel i T.S.

$$\frac{\square}{a} \quad \frac{\square}{b} \quad a \quad b \geq \frac{(N_d \cdot k) \cdot a}{N_{sd} \cdot (\alpha \times \alpha)} \quad b > a$$

$$A_c = a \cdot b > 0,03 \text{ m}^2$$

$$\alpha \geq \begin{cases} 120 \\ L_s/25 \end{cases}$$

$$0,75\% \leq \rho = \frac{A_s \cdot 100}{A_c} \leq 3,0\%$$

$$\frac{L_s}{i} = \frac{L_s}{0,29 \cdot a} \rightarrow k_s$$

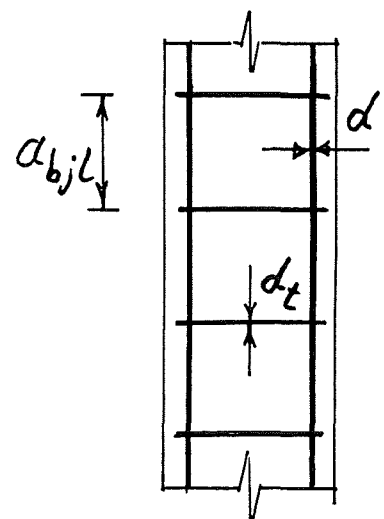
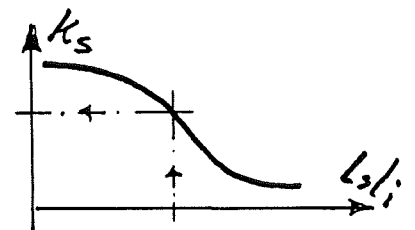
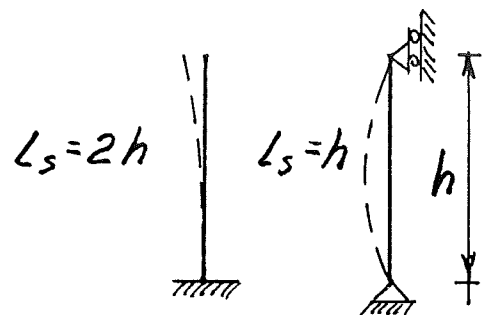
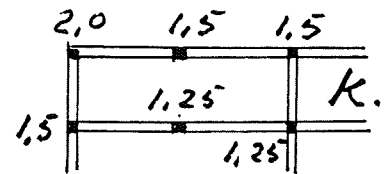
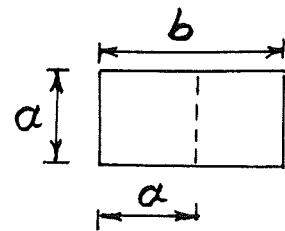
$$f_{sd} = k_s \cdot f_{cd}$$

$$N_{sd} = a \cdot b \cdot f_{sd} + \left\{ \begin{array}{l} A_s \cdot a \cdot f_{sd} \\ A_s \cdot f_{y,cd} \end{array} \right\} \approx N_d \cdot k$$

$$d > 12 \rightarrow d_t = 7$$

$$d \leq 12 \rightarrow d_t = 5$$

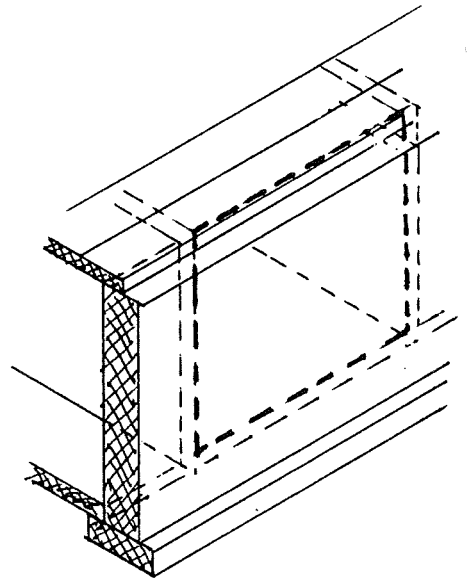
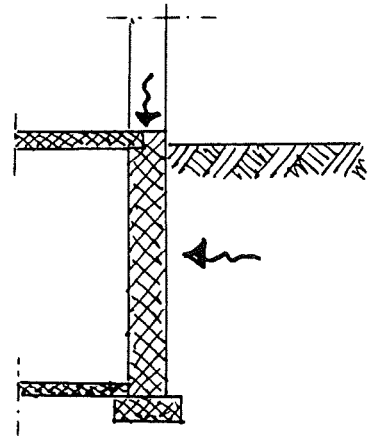
$$a_{bil} \leq \begin{cases} 350 \\ 15 \cdot d \end{cases}$$



Jordtryk.

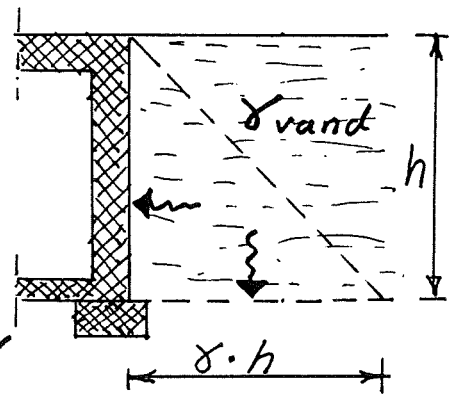
Kælderydervægge skal foruden at kunne overføre lodret last fra ovenstående vægge og etageadskillelser også være i stand til at modstå det vandrette tryk fra den omliggende jord og terrænlast.

SBI 147 har tabeller om feltstørrelse der dækker langt de fleste situationer. Men hvor kældervægge har langt mellem de afstivende tværvægge er en jordtryksberegning nødvendig.



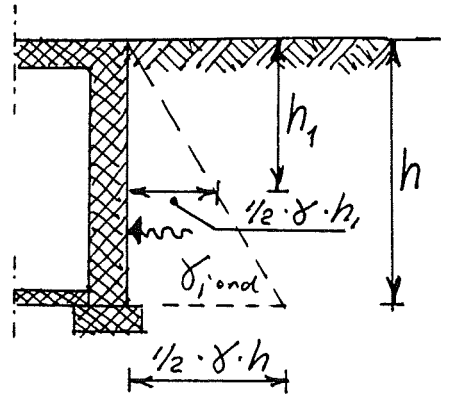
Tryk fra vand.

Når vand er i hvile og kun påvirket af tyngdekraften, er trykket i et givet punkt lige stort i alle retninger, og lig med den overliggende tyngde.

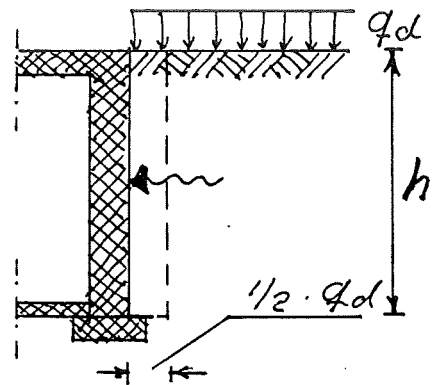


Tryk fra jord.

På grund af jordens friktion (sand) eller adhæsion (ler) bliver det vandrette tryk mod en lodret kældervæg kun ca. det halve af den overliggende tyngde.

Tryk fra terrænlast.

Af samme årsager som under tryk fra jord, vil det vandrette tryk mod en lodret kældervæg, kun være ca. det halve af terrænlasten.

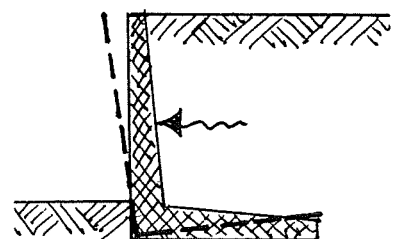
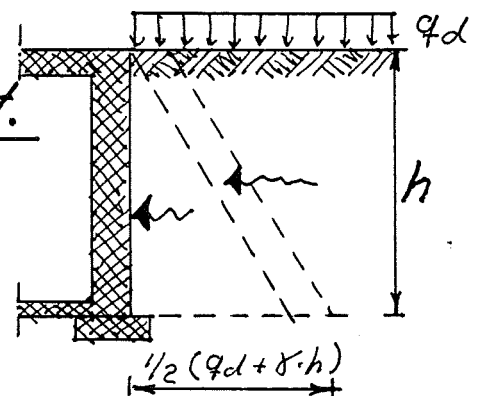
Tryk fra jord og terrænlast.

$$\frac{1}{2} (q_d + \gamma \cdot h)$$

Faktoren $\frac{1}{2}$ er bestemt af at kældervægge er ueftergivelige.

Ved eftergivelige vægge (støtte) bliver trykket mindre og faktoren ca. $\frac{1}{4}$.

$$\frac{1}{4} (q_d + \gamma \cdot h)$$



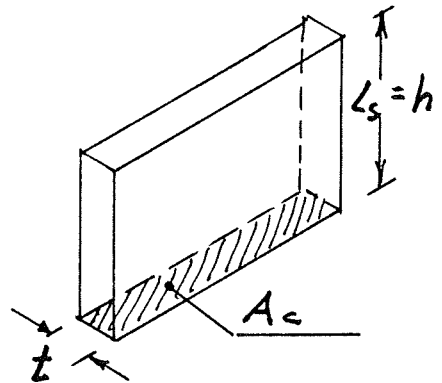
Varmerede vægge med excentrisk last N+M.

Konstruktive krav.

$$A_c \geq 0,06 \text{ m}^2$$

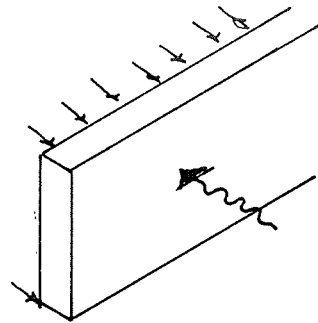
$$t \geq 120 \text{ mm}$$

$$L_s/t \leq 25$$

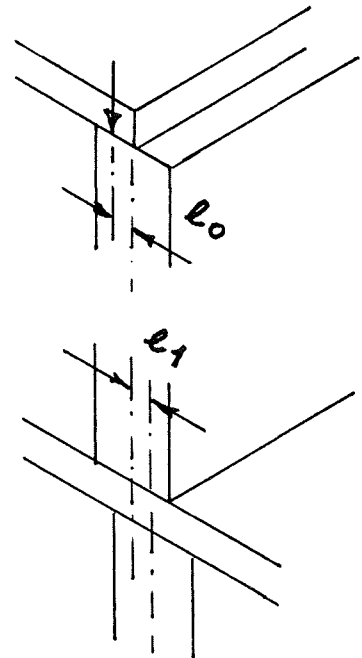


Moment-excentricitet.

Voeggens moment $M_{o,d}$
kan være bestemt af
tværlast.



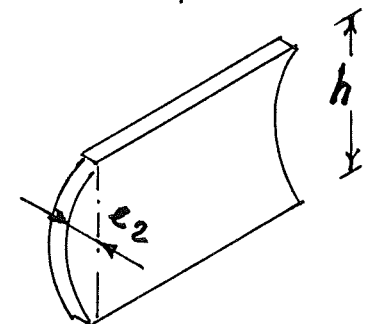
Eller fra en projektere-
ret excentricitet
 $N_d \cdot e_0$;



Samt fra fremstillings-
unøjagtigheder.

opstilling.

$$e_1 \geq \begin{cases} 0,05 t \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$



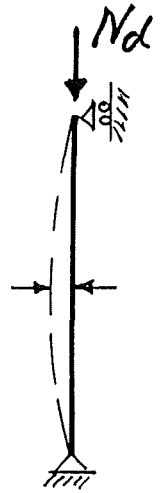
Fremstilling.

$$e_2 \geq \begin{cases} 1/500 \cdot h \\ 5 \text{ mm} \end{cases}$$

For slanke vægge d.v.s.

$$\frac{L_s}{i} \sqrt{\frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}} > 20$$

skal der tages hensyn til momentforøgelsen p.g.a. søjleudbøjningen.



Den regningsmæssige excentricitet

$$e_d = \frac{M_{0,d}}{N_d} + e_0 + e_1 + e_2$$

Det regningsmæssige moment.

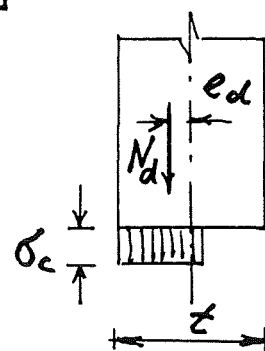
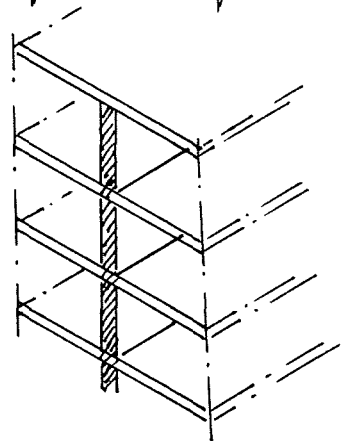
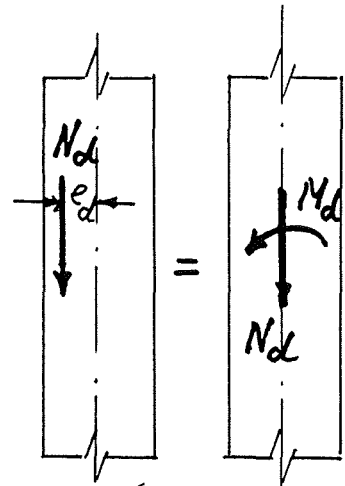
$$M_d = M_{0,d} + N_d (e_0 + e_1 + e_2)$$

For slanke vægge med stor lodret last og lille eller ingen tværlast bestemmes spændingerne af.

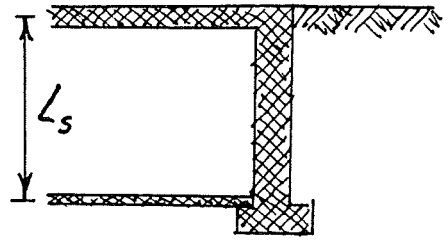
$$\sigma_c = \frac{N_d}{A_c \left(1 - 2 \frac{e_d}{z}\right) \rho} \cong f_{sd} = k_s \cdot f_{cd}$$

hvor

$$\rho = 1 + \frac{L_s}{25 \cdot z}$$



Vægge med lille lodret last og stor vandret last d.v.s. kælderydervægge i lavt byggeri med jordtryk bliver relativt tykke.



$$\frac{L_s}{i} \sqrt{\frac{Nd}{A_c \cdot f_{ctd}}} < 20$$

I dette tilfælde er det ikke nødvendigt at regne med søjleudbøjning, spændingerne bestemmes af

$$\left. \begin{matrix} \sigma_c \\ \sigma_t \end{matrix} \right\} = \frac{Nd}{A_c} \pm \frac{Md}{W_c} \approx \begin{cases} 1,25 \cdot f_{ctd} \\ 2 \cdot f_{ctd} \end{cases}$$

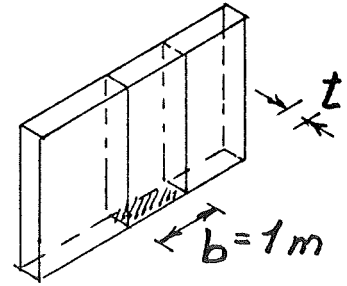
Der accepteres altså et træk i betonen.

Hvis $\frac{Nd}{A_c} > \frac{Md}{W_c}$ bliver der tryk i begge sider

Trækstyrken $2 \cdot f_{ctd}$ bruges til bestemmelse af vægtykkelse.

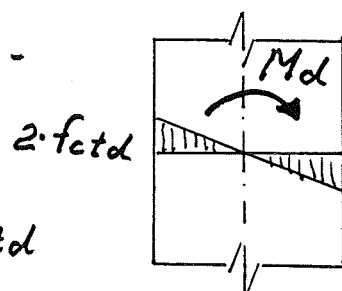
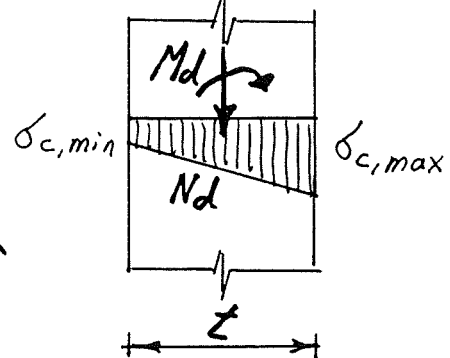
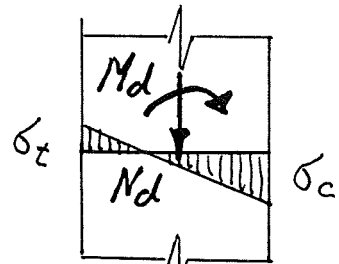
$$t \geq \sqrt{\frac{3 \cdot Md}{b \cdot f_{ctd}}}$$

$$\frac{Md}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2} = 2 \cdot f_{ctd}$$

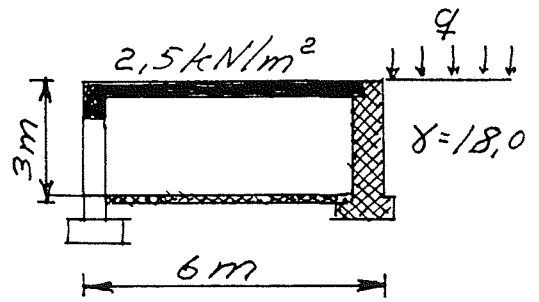


$$A_c = t \cdot b$$

$$W_c = \frac{1}{6} \cdot b \cdot t^2$$



Eksempel 6 jordtryk på uarmeret væg.



Normal sikkerhedsklasse.

Lempet kontrolklasse.

Beton 15, røddesten.

$$f_{cd} = \underline{5,5 \text{ N/mm}^2}$$

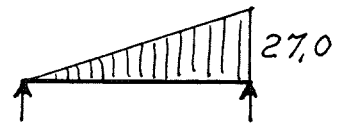
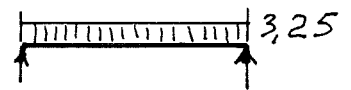
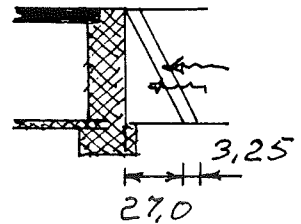
$$f_{td} = \underline{0,44 \text{ N/mm}^2}$$

Nyttelast på terræn.

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

Egenvægt af tag + tagplade.

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



Jordtryk på væg.

$$\frac{1}{2} (5,0 \cdot 1,3 + 18,0 \cdot 3,0) = \underline{3,25 + 27 \text{ kN/m}^2}$$

Moment i væg.

$$\text{Terrænlast. } m_d = \frac{1}{8} \cdot 3,25 \cdot 3,0^2 = 3,66$$

$$\text{Jord. } m_d = \frac{1}{16} \cdot 27,0 \cdot 3,0^2 = 15,19$$

$$\underline{m_d = 18,85 \text{ kNm/m}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{3 \cdot 18,85 \cdot 10^6}{1000 \cdot 0,44}} = \underline{359 \text{ mm}}$$

Valg $t = 375 \text{ mm}$ (400)

$$\frac{l_s}{t} = \frac{3000}{375} = \underline{8,0 < 25}$$

$$t = \underline{375 > 120 \text{ mm}}$$

$$A_c = \underline{0,375 \cdot (b) > 0,06 \text{ m}^2}$$

Lodret last.

$$\text{Dæk. } 2,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,0 = 6,38 \text{ kN/m}$$

$$\frac{1}{2} \text{ væg. } 0,375 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot 23 = 11,00 \text{ "}$$

$$N_d = 17,38 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_s}{i} \sqrt{\frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}}} = \frac{3000}{0,29 \cdot 375} \sqrt{\frac{17,38 \cdot 10^3}{375 \cdot 1000 \cdot 5,5}} = 2,53 < 20$$

D. v. s. ingen søjleudbøjning.

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c \\ \sigma_t \end{array} \right\} = \frac{17,38 \cdot 10^3}{375 \cdot 1000} \pm \frac{18,85 \cdot 10^6}{\frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 375^2} = 0,05 \pm 0,80 = \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \\ 0,75 \end{array} \right.$$

$$\sigma_c = 0,85 \text{ N/mm}^2 < 1,25 \cdot 5,5 = 6,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = 0,75 \text{ N/mm}^2 < 2 \cdot 0,44 = 0,88 \text{ N/mm}^2$$

Vandrette reaktioner.

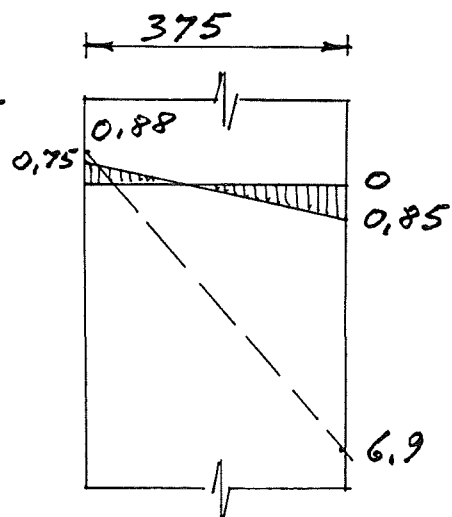
$$\text{Max.} = \frac{1}{2} \cdot 3,25 \cdot 3,0 + \frac{1}{3} \cdot 27,0 \cdot 3,0 = 31,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Min.} = \frac{1}{2} \cdot 3,25 \cdot 3,0 + \frac{1}{6} \cdot 27,0 \cdot 3,0 = 18,38 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 31,88 \text{ kN/m}$$

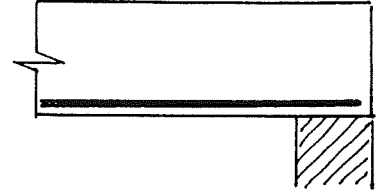
$$\tau = \frac{3 \cdot V_d}{2 A_c} = \frac{3 \cdot 31,88 \cdot 10^3}{2 \cdot 1000 \cdot 375} = 0,13 \text{ N/mm}^2 < 0,5 \cdot 0,44 = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

spændings-
figur.



Forankring og stød.

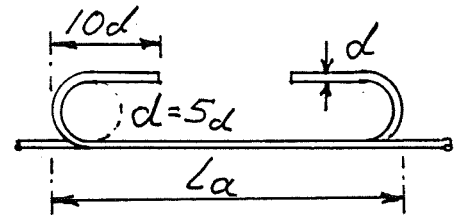
Forankringslængden l_a er den længde der skal regnes med for at armeringen kan overføre sin kraft til betonen.



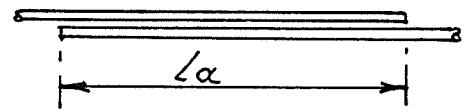
Stødlængden l_a er den længde 2 armeringsstænger skal overlappende hinanden, for at kraften kan overføres fra stang til stang via betonen.



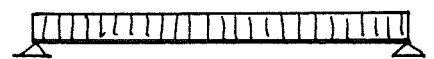
Rundjern med $d > 10$ skal forsynes med krog.



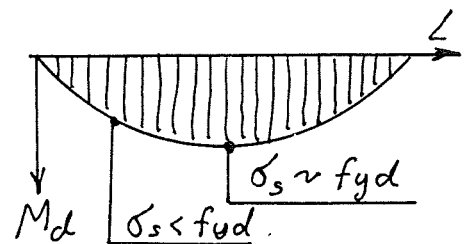
Alle kam- og tentorstål samt rundjern med $d \leq 10$ stødes med lige stød.



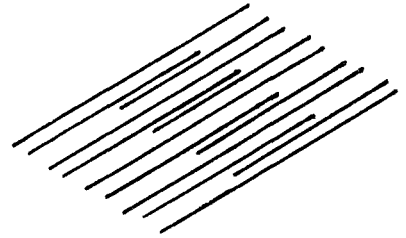
Hvis armeringen ikke er fuldt udnyttet d.v.s. $\sigma_s < f_{yd}$ kan l_a reduceres ved stød.



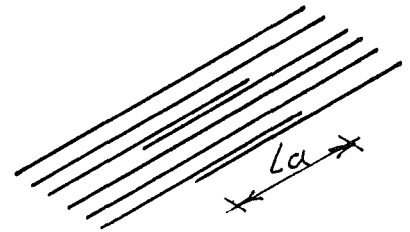
$$\text{red. } l_a \geq \begin{cases} l_a \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \\ 15 \cdot d \\ 250 \end{cases}$$



J plader må max. $a_s/2$
stødes i samme snit.

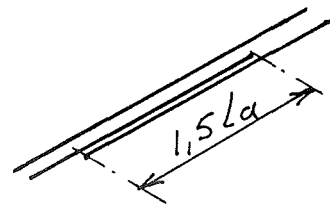


J bjælker må max. $A_s/3$
stødes i samme snit.



ovenstående kan fræ-
viges hvis.

f_{yd} reduceres med 20%, el.
 l_a forøges med 50%.



Forankring ved bjælkeende.

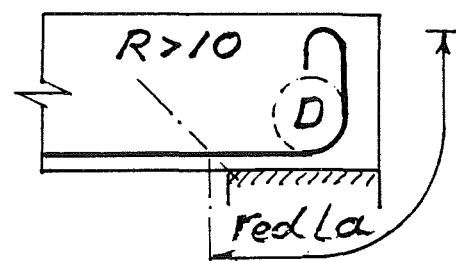
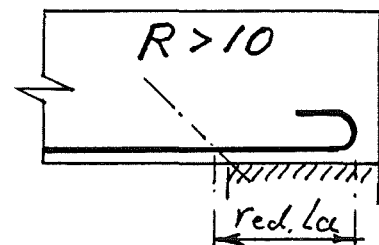
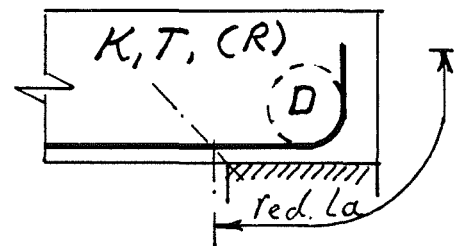
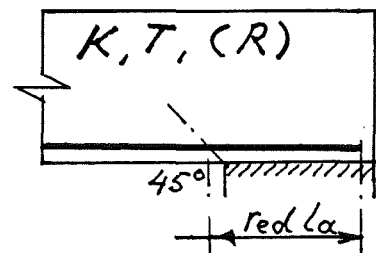
Min. armering ved reak-
tion.

$$\min. A_s = \frac{V_A}{f_{yd}}$$

$$\text{red. } l_a = l_a \cdot \frac{\min. A_s}{\text{virk. } A_s}$$

På grund af reaktionstryk-
ket, kan forankringslængden
regnes et punkt 45° i for-
hold til vederlagshjørne.

Hvis det er nødvendigt
at bukke armeringen
op skal bukkediamete-
ren D overholdes.



Forankringslængden kan ikke reduceres når armeringen er opbuktet til forskydning.

Montagearmering skal ikke forankres.

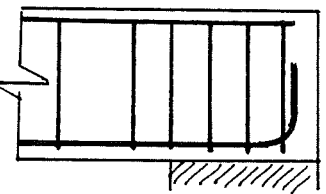
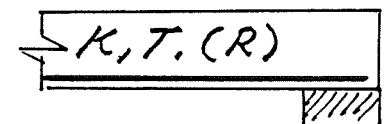
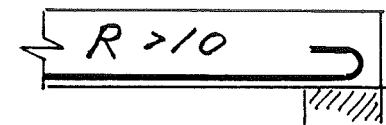
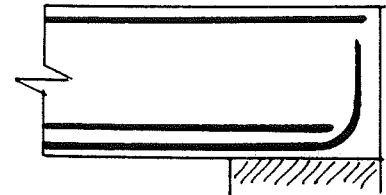
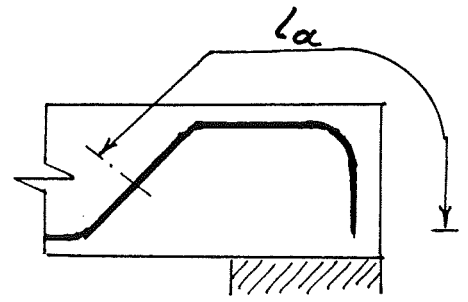
Oftte er det kun nødv. at forankre et armeringslag.

Plader: Husk krog for rundjern med $d > 10$ mm. Kamstål, tentorstål og rundjern $d \leq 10$ forankres uden opbuk og uden krog.

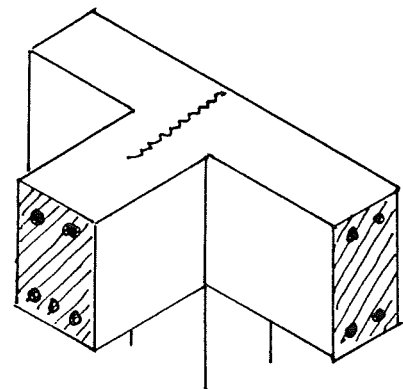
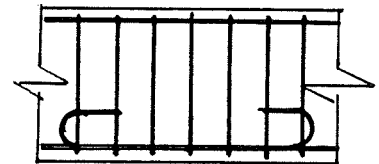
Stødd og forankringsområder kræver extra bøjler til at forhindre betonen i at flække.

$$a_{b,j,l} \leq 55 \frac{d_t^2}{d}$$

I bjælkekryds kan forankringsbøjler udelades.



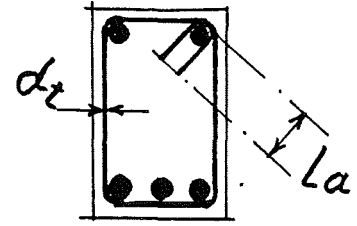
$a_{b,j,l}$



Bøjlers forankring.

$$L_a = 10d_t.$$

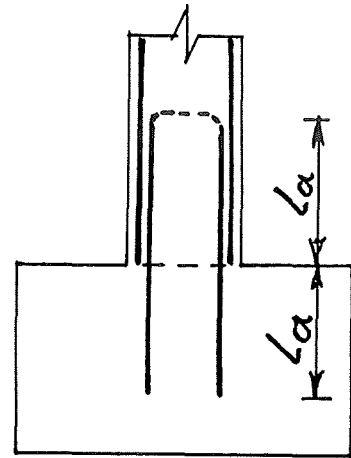
Der er intet krav til bukkediameter.



Trykstød i vægge og søjler.

$$L_a = 30d.$$

Stødjernene skal have samme størrelse som væg/søjle armering.



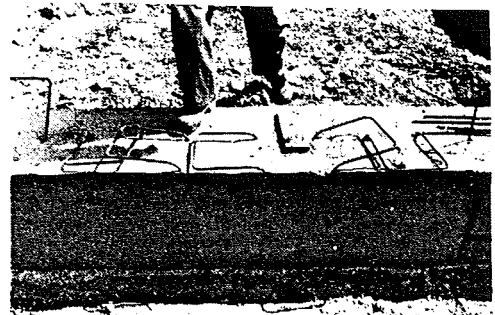
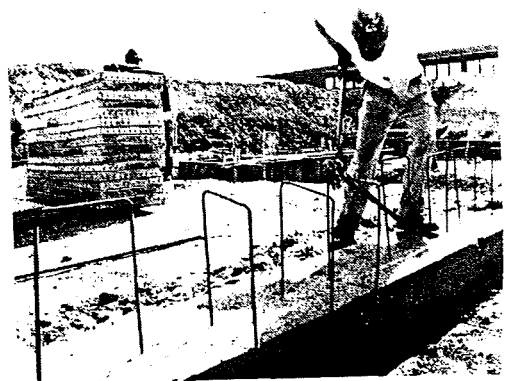
Sådan kan det gøres

(Fra tidsskriftet PÅS PÅ)

Der er i arenes løb sket mange ulykker med udragende armeringsjern. Mange af ulykkerne har desværre været så alvorlige, at folk er blevet spiddet, og hvem kender ikke situationen, hvor man lige skal ind over soklen, hvor alle armeringsjernene står og stritter, og idet man går igennem, får revet hul i et par bukser.

Der har været gjort mange forsøg på at løse problemet på forskellige måder bl.a. med at påsætte små plastdupper på alle jernene, en afskærmning med brædder eller at ombukke dem. Entreprenørfirmaet Rasmussen og Schiøtz har, som det fremgår af billederne, løst dette alvorlige problem på en god og sikker måde ved, at alle stritter erstattes af højler.

Jørgen Andersen
Konsulent i Arbejdstilsynet



Ved adgangsveje ind over en sokkel er det altid praktisk at ombukke bøjlerne.

Eksempel 7 Forankring ved bjælkeende.

Normal sikkerhedsklasse

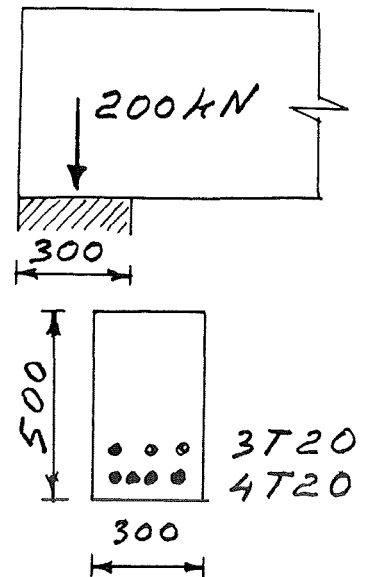
Normal kontrolklasse

Moderat miljøklasse

Beton 20, øertesten

Tentor 550

$$f_{yd} = \underline{393 \text{ N/mm}^2}$$



Nederste armeringslag 4T20 - $A_s = \underline{1260 \text{ mm}^2}$
 Øverste armeringslag forankres ikke.

$$T20 \rightarrow l_a = 44 \cdot 20 = \underline{880 \text{ mm.}}$$

$$\text{min } A_s = \frac{200 \cdot 10^3}{393} = \underline{510 \text{ mm}^2}$$

$$\text{red. } l_a \geq 880 \frac{510}{1260} = \underline{355 \text{ mm.}}$$

$$D = 6 \cdot 20 = \underline{120 \text{ mm.}}$$

Bøjler ved forankring R7/135

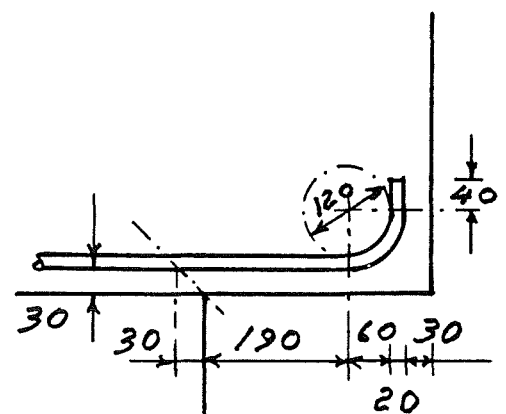
$$\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 120 = 95$$

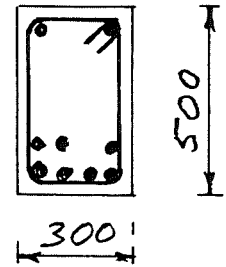
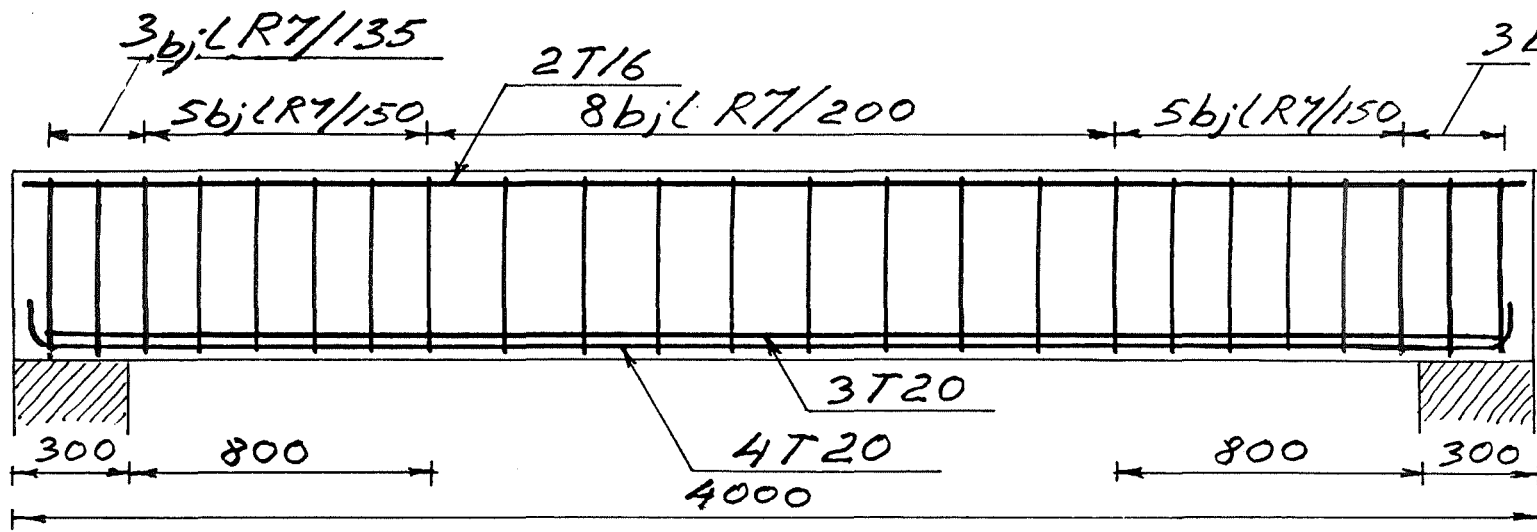
$$30$$

$$190$$

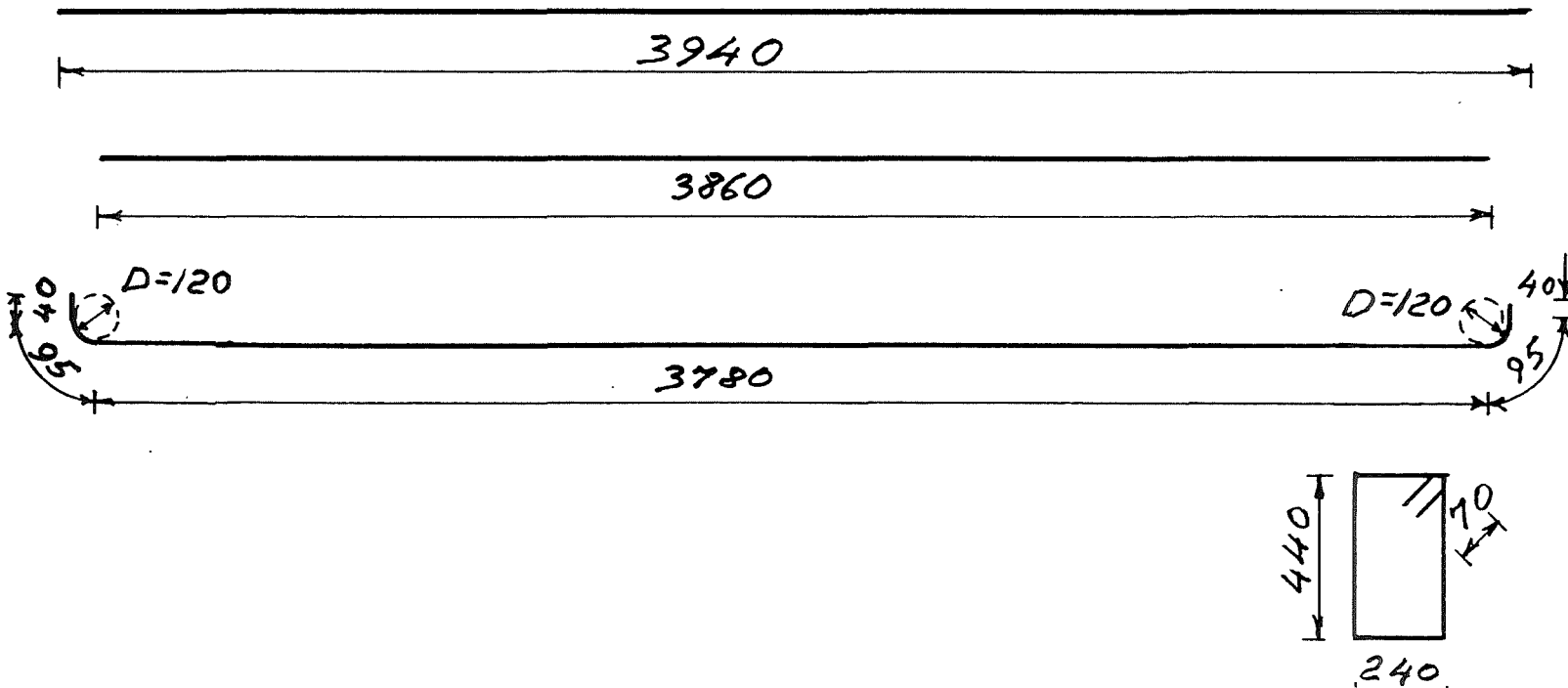
$$40$$

$$\underline{l_a = 355 \text{ mm.}}$$





Armeringsliste.



Antal	Type	Dim.	Klip.	Be- mark.
2	T	16	3940	
3	T	20	3860	
4	T	20	4050	
24	R	7	1500	udv mål

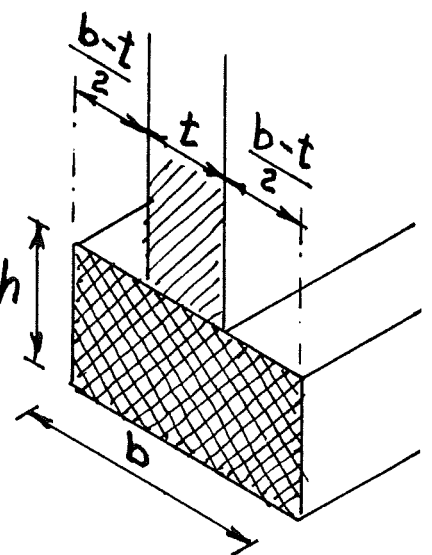
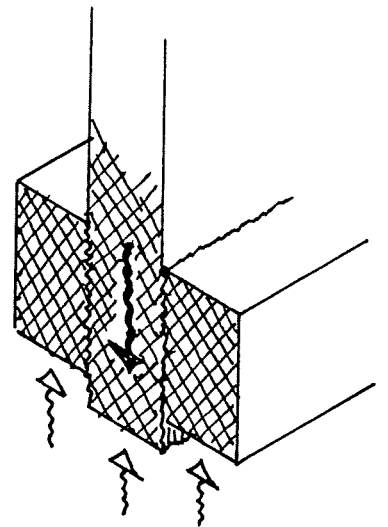
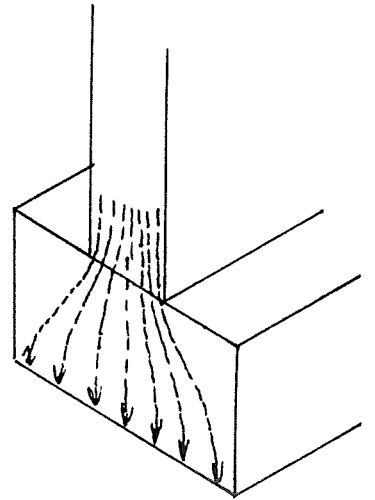
Fundamenter.

Størrelsen af fundamenter er bestemt af lastens størrelse og excentricitet samt jordens styrke.

Stribefundamenter er almindeligvis uarmerede og for at kræfterne fra den mindre vægtykkelse (t) kan fordele sig ud til den større fundamentsbredde (b), samt for at undgå forskydningsbrud skal højden være 1,5 gange udkragningen.

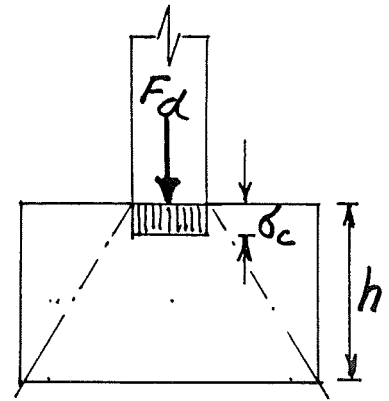
$$h \geq 1,5 \frac{b-t}{2}$$

Da jordens styrke er relativt lille, er beton som regel tilstrækkelig i uarmerede stribefundamenter.



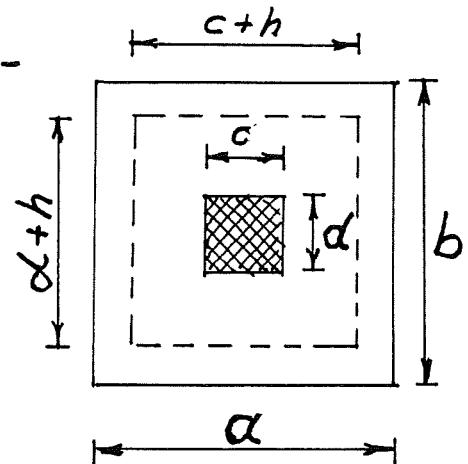
Enkeltfundamenter.

Da søjlens betonstyrke som regel er større end fundamentets, skal spændingen kontrolleres i snittet mellem søjle og fundament.



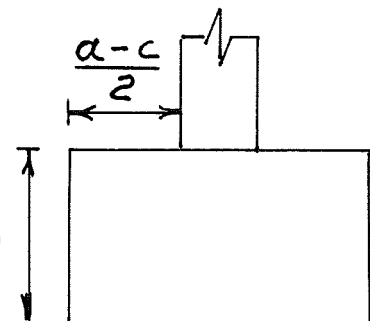
$$\delta_c = \frac{F_d}{c \cdot d} \leq k \cdot f_{cd}$$

Hvor faktoren k øger styrken p.g.a. den særlige spændingstilstand



$$k \leq \begin{cases} 3 \\ 0,2 + 0,8 \sqrt{\frac{a \cdot b}{c \cdot d}} \end{cases}$$

Arealet $a \cdot b$'s udstrækning er dog begrænset til



$$a \leq c + h$$

$$b \leq d + h$$

Uarmerede enkeltfundamenter skal overholde.

$$h \geq 1,5 \cdot \frac{a-c}{2}$$

Lasten og spændingsfladen skal have fælles tyngdepunkt.

$$\sigma_{\text{jord}} = \frac{F_d + G_{\text{fund.}}}{a \cdot b} \leq f_{\text{jord}}$$

Ved excentrisk belastede fundamenter findes spændingerne af.

$$\sigma_{\text{jord}} = \frac{F_d + G_{\text{fund.}}}{b(a - 2e)} \leq f_{\text{jord}}$$

Hvor excentriciteten findes af.

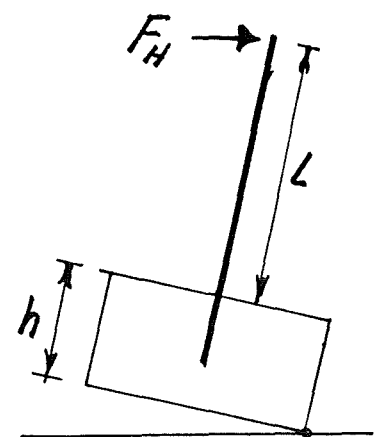
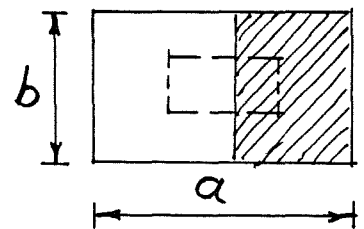
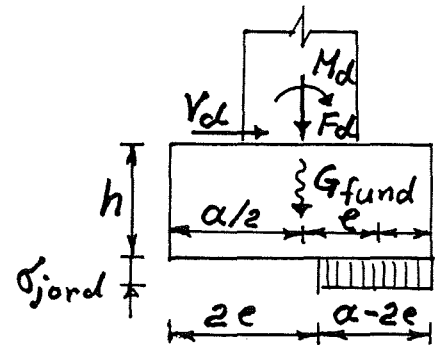
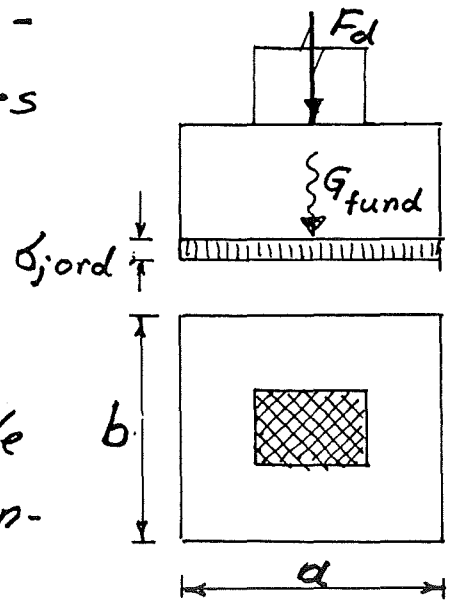
$$e = \frac{M_d + V_d \cdot h}{F_d + G_{\text{fund.}}}$$

Dimensionen på fundamentet kan findes ud fra valtningskriteriet

$$\frac{M_{\text{stab.}}}{M_{\text{vælt}}} = \frac{(F_d + b \cdot h \cdot a \cdot \gamma) \cdot a/2}{M_d + V_d \cdot h} > 1$$

Ved at vælge b og h kan a findes af 2. gradsligning.

$$M_d = F_H \cdot L$$



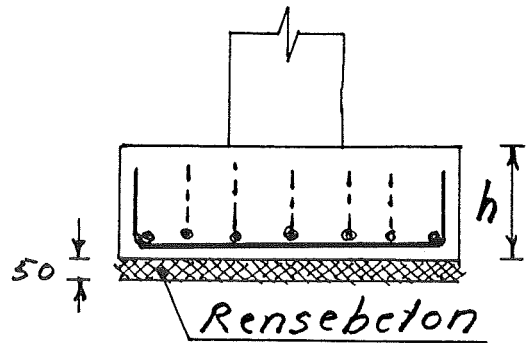
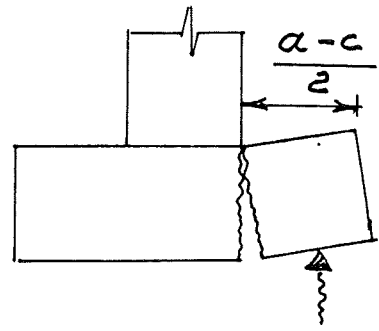
Hvis fundamentet er stort, excentrisk belastede eller har

$$h < 1,5 \frac{a-c}{2}$$

skal de armeres.

$$M_d = \sigma_{\text{jord}} \cdot b \cdot \left(\frac{a-c}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{2}$$

$$A_s \geq \frac{M_d}{0,8 \cdot h \cdot f_{yd}}$$



Eksempel 8 fundament.

$$\frac{M_s}{M_v} = \frac{(40 + 0,8 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot a)^{a/2}}{12 \cdot 5} > 1$$

$$\Rightarrow a > 1,93 \rightarrow \text{valg } \underline{\underline{2,10 \text{ m}}}$$

$$G_{\text{fund}} = 2,1 \cdot 0,6 \cdot 0,8 \cdot 24 = \underline{\underline{24,19 \text{ kN}}}$$

$$e = \frac{12 \cdot 5}{40 + 24,19} = \underline{\underline{0,93 \text{ m}}}$$

$$\sigma_{\text{jord}} = \frac{40 + 24,19}{0,8(2,1 - 2 \cdot 0,93)} = \underline{\underline{334 \text{ kN/m}^2} < 400}$$

$$M_d = 334 \cdot 0,8 \left(\frac{2,1 - 0,4}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{2} = \underline{\underline{96,53 \text{ kNm}}}$$

$$A_s = \frac{96,53 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 600 \cdot 293} = \underline{\underline{686 \text{ mm}^2 / 0,8 \text{ m}}}$$

$$d_s = \frac{686}{0,8} = \underline{\underline{857 \text{ mm}^2 / \text{m}}}$$

K12/130 i begge retn.

