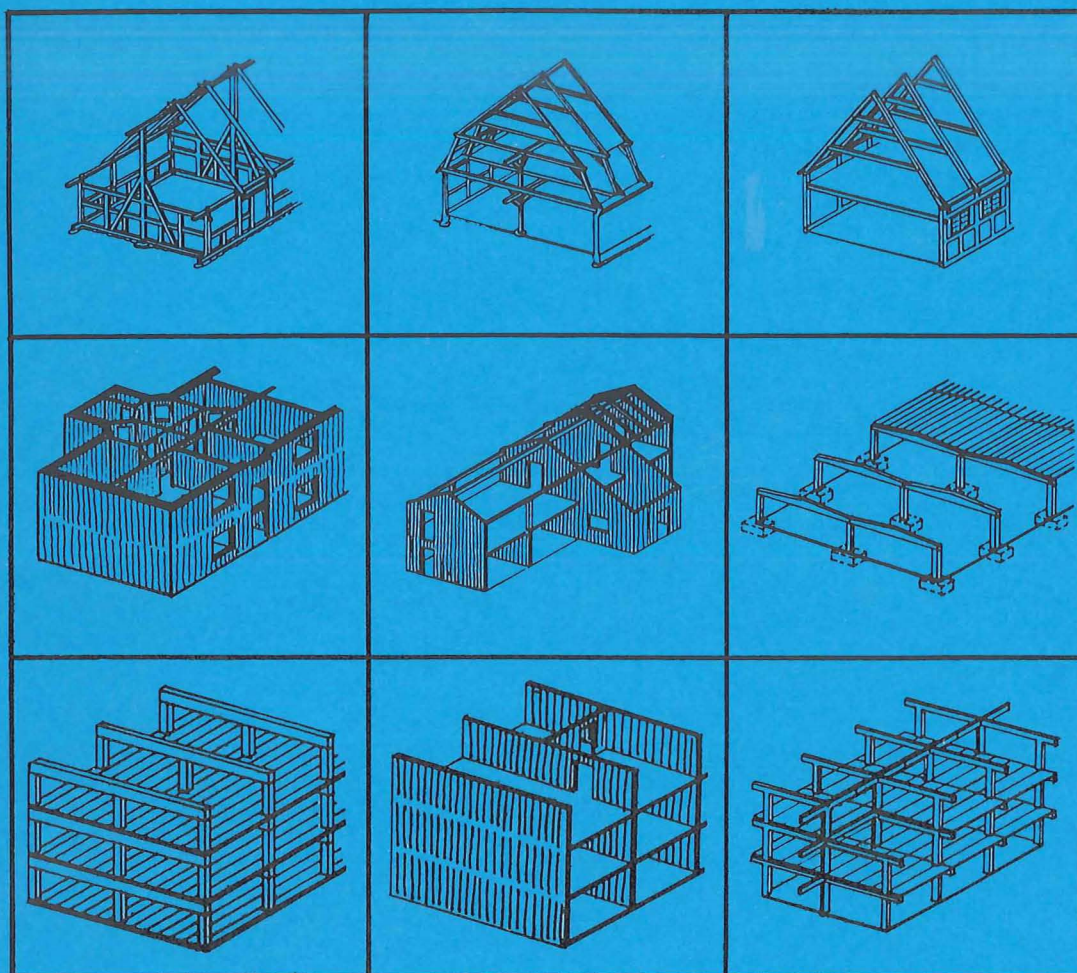


STATISKE FUNKTIONER

STATISKE SYSTEMER

Ove Larsen

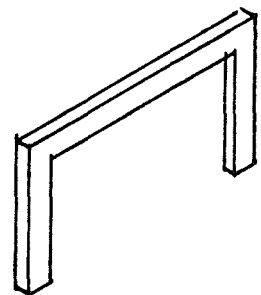
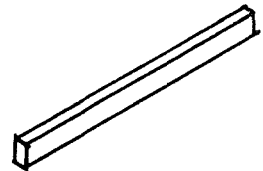
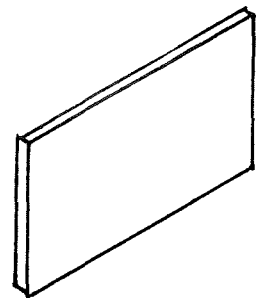
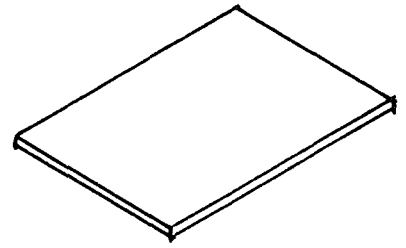


BÆRENDE KONSTRUKTIONER

Spændinger i "dækskiver."	66-72
spændinger i uarmere "vægskiver".	} 73-81
spændinger i armerede "vægskiver".	} 81-83
Eksempel-øvelse på beregning i forprojekt.	} 84-88
Montageplan for dækelementer.	89
Armeringsplan for dæk.	89
Byggesystemer i stål	90
Kompositdæk	91
Vindgitter	92
Dæk af korrugeret stålplade	96
Eksempel-øvelse på beregning i projektforslag af "stålhus"	99

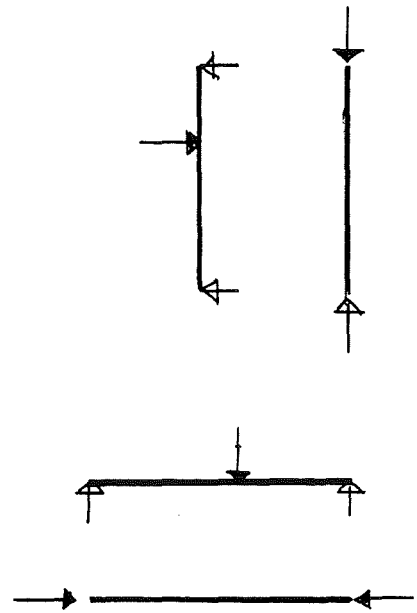
STATISK FUNKTION.

Huse består af en række komponenter som f. eks. plader, bjælker, søjler, vægge, trapper, altaner o.s.v. Vores opfattelse af komponenter er som regel bestemt af deres orientering i rummet. En vandret stang opfatter vi som en bjælke og en lodret stang som en søjle, og dette skal der ikke ændres på selv om det får til følge at bjælker somme tider skal beregnes som om de er søjler, og at søjler somme tider skal beregnes som om de er bjælker o.s.v. Når en søjle skal beregnes som bjælke siger man at søjlen har bjælkefunktion,



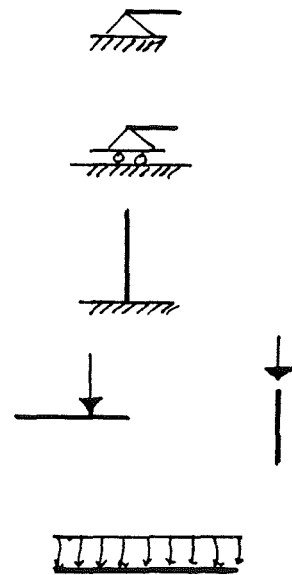
det vil sige at den statistisk fungerer som bjælke, der er tale om dens statistiske funktion.

En komponents statistiske funktion f. eks. søjlefunktion, bjælkefunktion, pladefunktion, skivefunktion og så videre, er bestemt af komponentens lastretning.



STATISK MODEL.

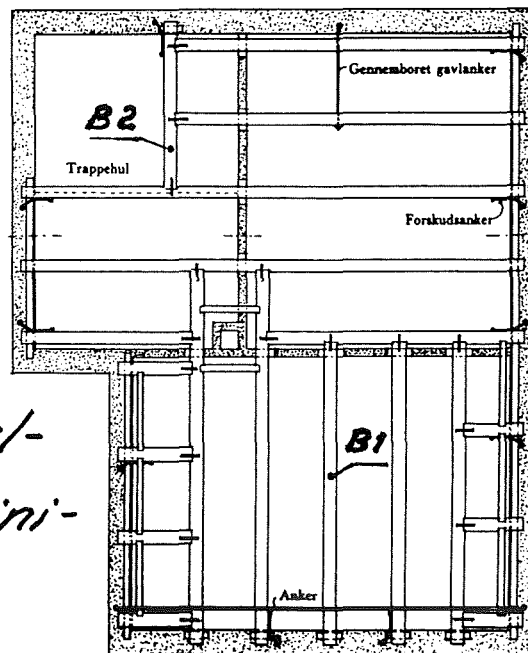
Komponenters statistiske model er bestemt af deres understøtninger: fast simpel, bevægelig simpel eller indspændt, og af komponentens last: enkeltkraft, jævnt fordelt linjelast o.s.v.



BJÆLKEFUNKTION.

Etagebjælke B1.

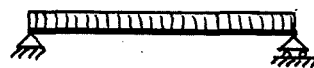
For lodret last vil bjælken have bjælkefunktion, og dens statistiske model vil være: simpel understøttet bjælke med jævnt fordelt linielast.



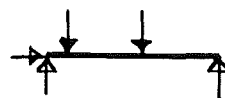
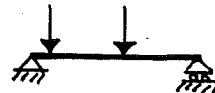
Trappeveksel B2.

Vekslen skal bære etagebjælkerne, hvilket giver bjælkefunktion. Dens statistiske model er: simpel understøttet bjælke med 2 enkeltkræfter.

B1.

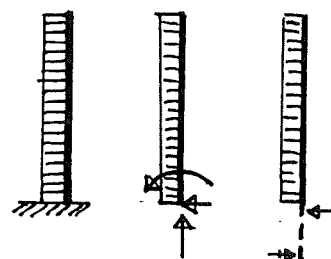
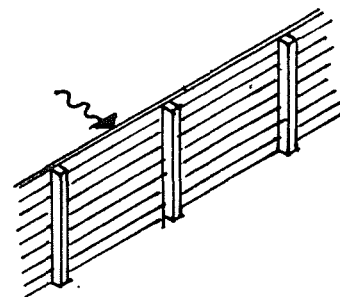


B2.



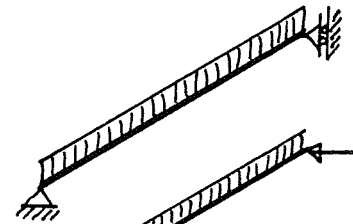
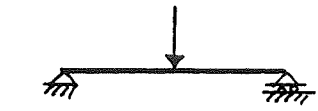
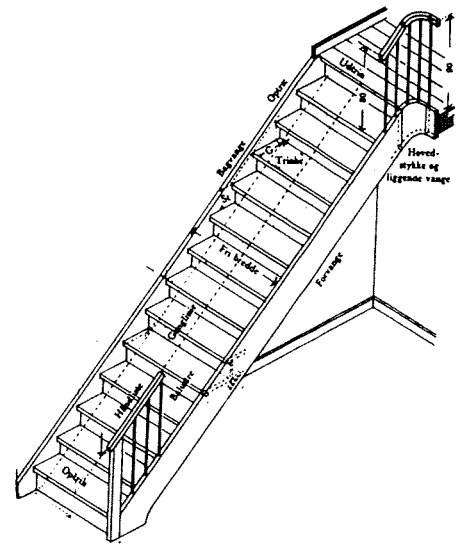
Plankeværk.

For vindlast vil stolperne have bjælkefunktion. Den statistiske model vil være: indspændt bjælke med jævnt fordelt linielast.



Traetrappe.

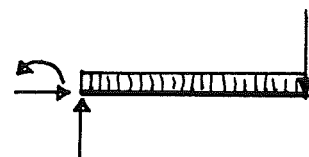
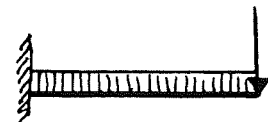
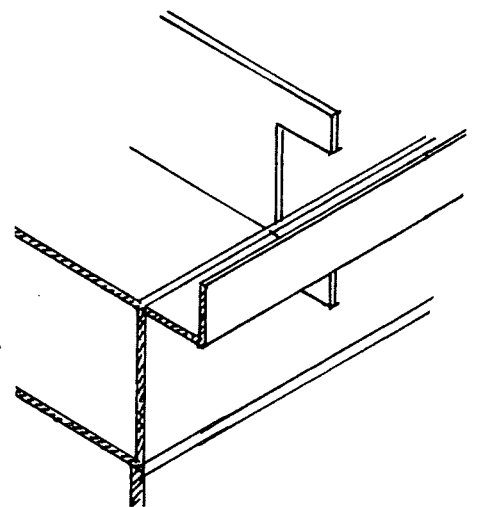
Lodret last på trap-
petrinet vil være en
enkelkraft, d.v.s. tri-
net har bjælkefunk-
tion, den statistiske mo-
del vil være: simpel
understøttet bjælke
med enkelkraft på midten.



Vangerne som bærer
trinene og deres last
vil have bjælkefunk-
tion. Den statistiske mo-
del bliver: simpel
understøttet bjælke med
jævnt fordelt linielast.

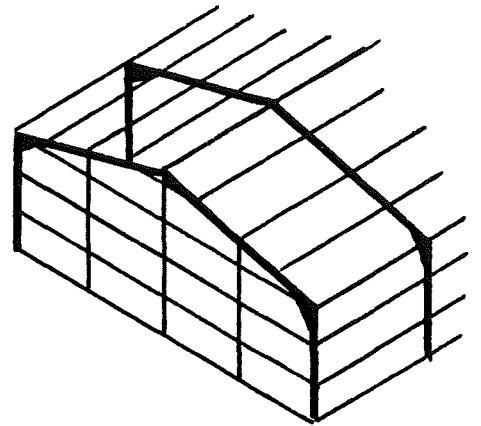
Vægkonsol.

Konsollen modtager lod-
ret last fra altanplade
og rækværk, den får bjæl-
kefunktion. Den statistiske
model bliver: indspændt
bjælke med jævnt for-
delt linielast og enkel-
kraft.

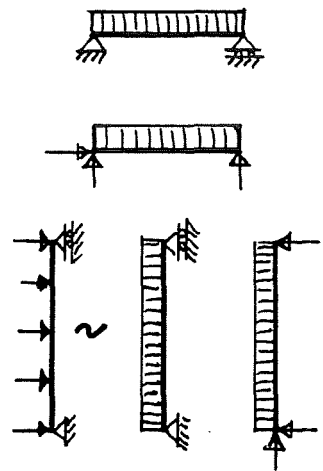


Løsholter.

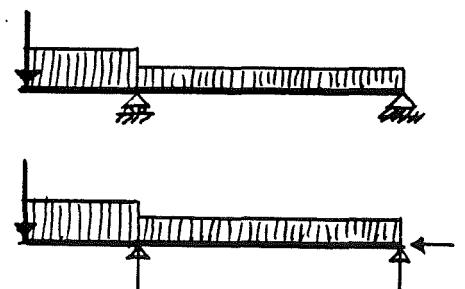
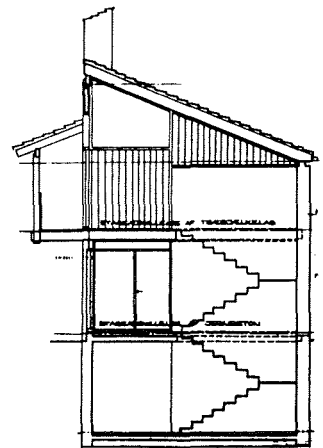
Vindlast på gavlen giver løsholterne bjælkefunktion. Den statiske model er: simpel understøttet bjælke med jævnt fordelt linielast.

Gavlspjler.

Når løsholternes vindlast afleveres til søjlerne får de bjælkefunktion. Den statiske model (tilnærmelse) er: simpel understøttet bjælke med jævnt fordelt linielast.

Etage-altanbjælke.

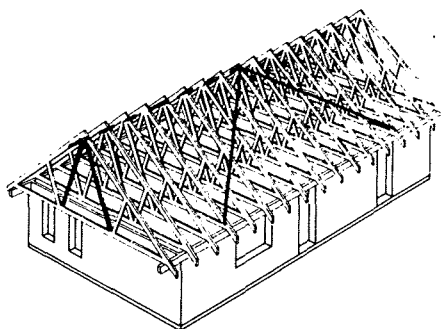
Bjælken får lodret last fra altantag, altangulv og etageadskillelse som giver bjælkefunktion. Den statiske model bliver: simpel understøttet udtraget bjælke med linielast og enkeltkraft.



TRÆKFUNKTION.

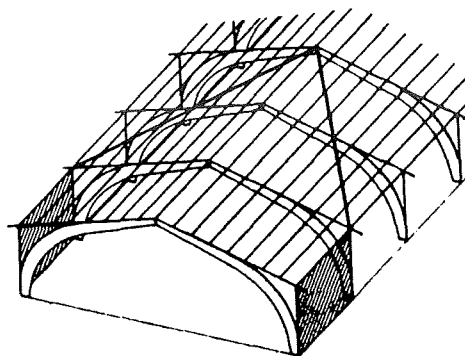
Gitterspær.

For lodret last på spæret vil de to gitterstænger fra kip til fod have trækfunktion.



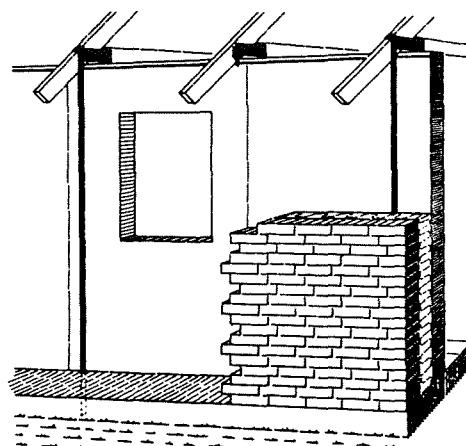
Vindbånd.

Båndene arrangeres altid i konstruktionen så de får trækfunktion.



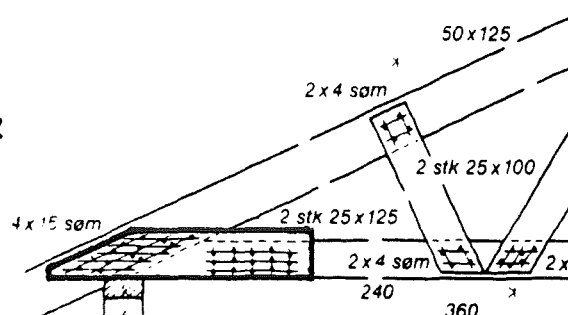
Forankringsbånd.

For vindsug på taget vil båndene få trækfunktion.



Laste.

For lodret på gitterspæret får lasken, der forbinder spærfoden til spærhovedet trækfunktion.

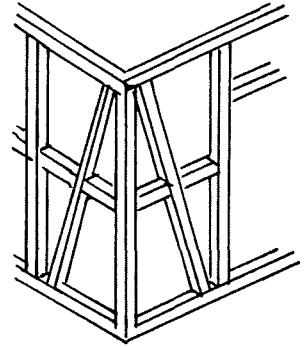
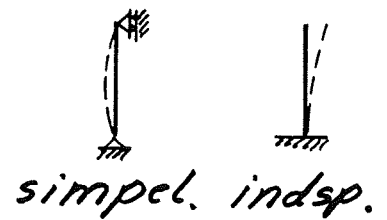


SØJLEFUNKTION.

Bindingsværk Stolpe.

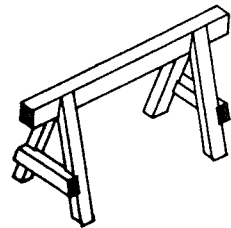
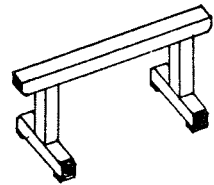
For lodret last fra tagetage har stolpen søjlefunktion. Statisk model er simpel understøttet søjle med centrisk last.

Understøtning



Tømrebukke.

For lodret last har begge bukkens ben søjlefunktion. Statisk model, øverst indspændt søjle, nederst simpel understøttet søjle.

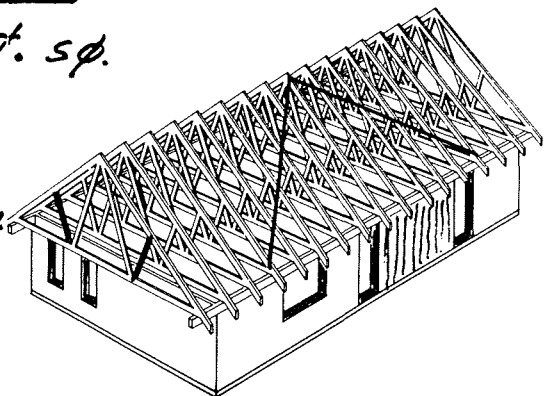


Gitterspær.

For lodret last får de markerede stænger søjlefunktion. Statisk model simpel underst. søjle.

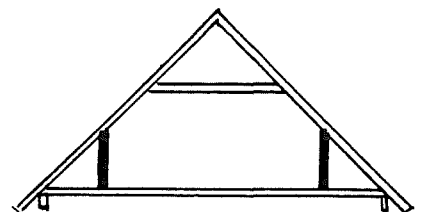
Vægge.

Facaderne der bærer taget har søjlefunktion. Statisk model, simp. underst. søjle.



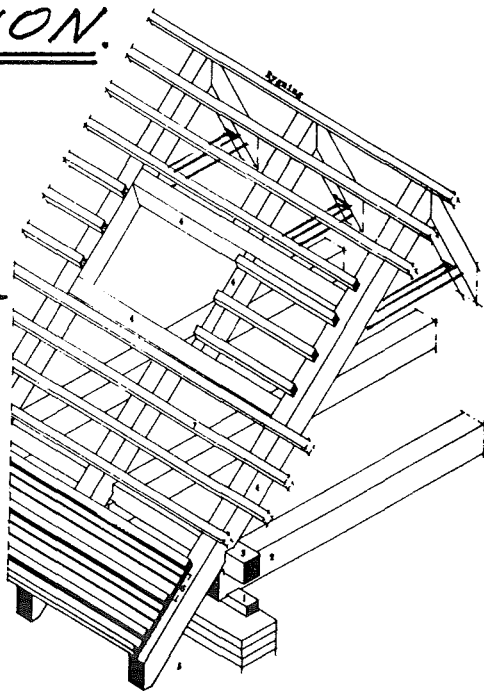
Understøtningsstolpe.

For lodret last har stolperne søjlefunktion, statisk model simp. underst. søjle.

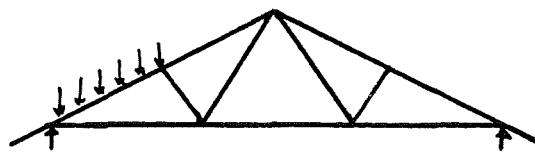


BJÆLKE-SØJLEFUNKTION.Hanebåndsspær.

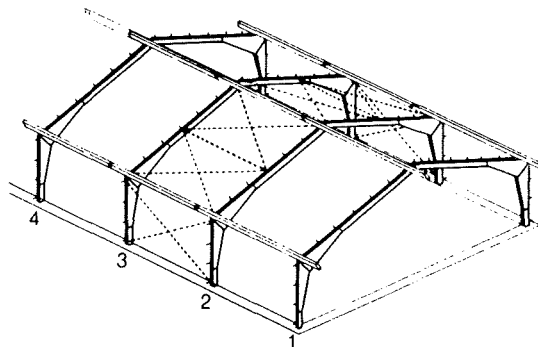
For lodret last vil spæret få bjælkefunktion fra tværlasten foruden at reaktionen fra den modstående spærhalvdel giver søjlefunktion.

Gitterspær.

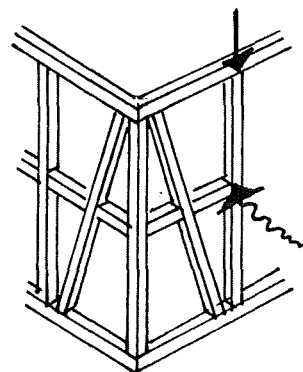
Spærhovedet får bjælkefunktion af tværlasten og søjlefunktion af stangkræfterne.

Ramme.

Trærlast på overligger giver bjælkefunktion og reaktionen fra modstående rammehalvdel giver søjlefunktion.

Bindingsværk.

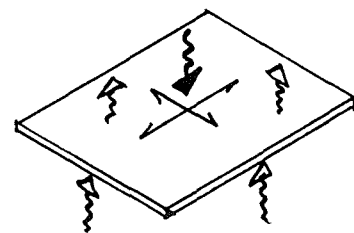
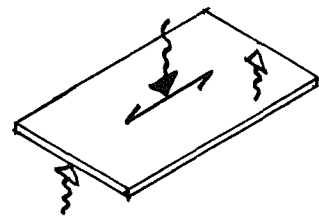
En stolpe regnet for både vind og lodret last samtidig får bjælke-søjlefunktion.



PLADEFUNKTION.

Når dæk, vægge og lignende belastes \perp på deres plan, er det pladefunktion.

Komponenter med pladefunktion kan være understøttet langs 2-3 el 4 sider og bærer deraf i 1 el. 2 retninger.



Dækkomponent.

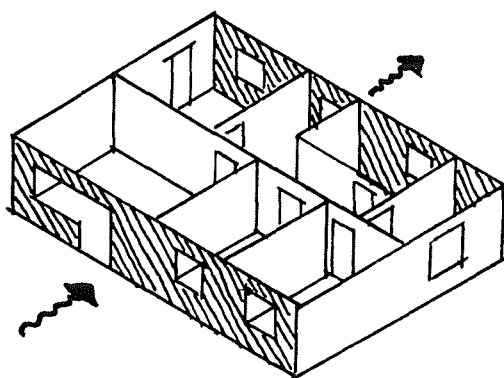
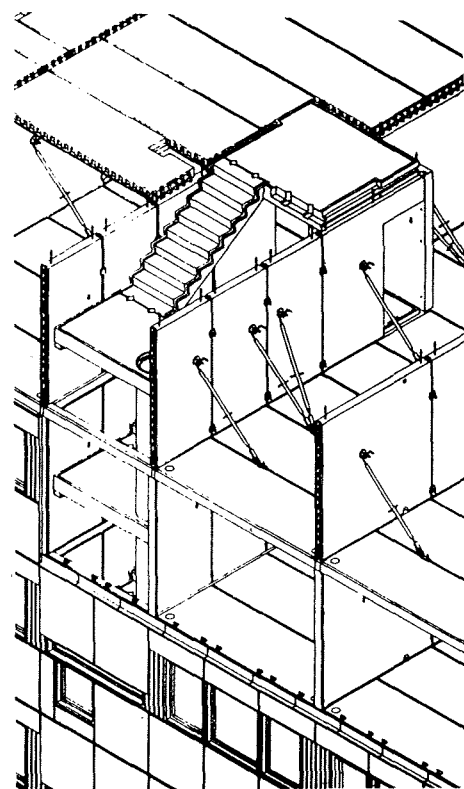
For lodret last har dæklpladen pladefunktion, statistisk model enkeltspændt og simpel understøttet.

Trappe.

som dækkomponent

Facader.

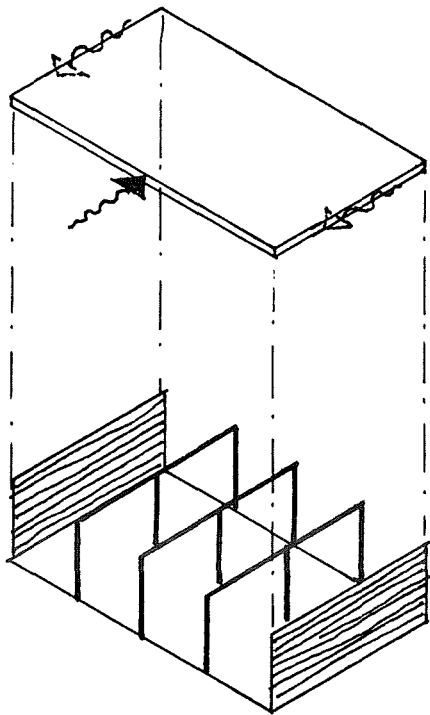
For vindlast på tværs af huset får facaderne pladefunktion, den statistiske model er afhængig af feltreglerne i SBI 147.



SKIVEFUNKTION.

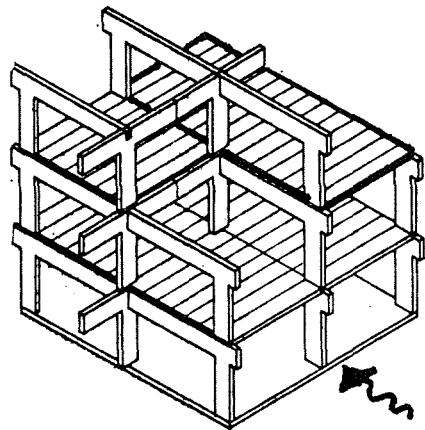
"Dækskiver"

Når dæk-tag-etageadskillelse belastes med kræfter \neq med deres plan, er det skivefunktion.



Plade-bjælke-søjle bygn.

Dækket fordeler facadens vindlast til gavlene ved skivefunktion, idet søjlerne ikke deltager i bygningens træstabilitet.

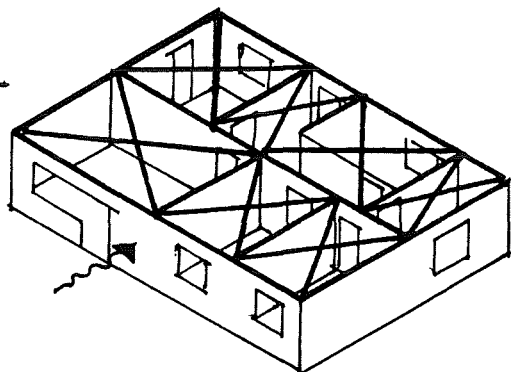


Plade-ramme bygning.

Dækket fordeler facadens vindlast til v-rammerne ved skivefunktion.
Alle rammer deltager i træstabiliteten.

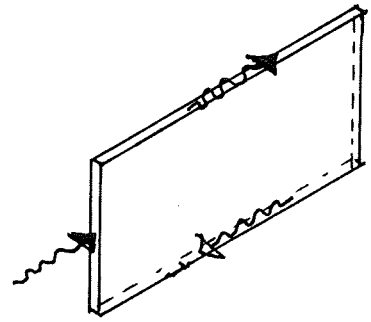
Plade-væg bygning.

Taget fordeler vindlasten til de trægående vægge ved skivefunktion.

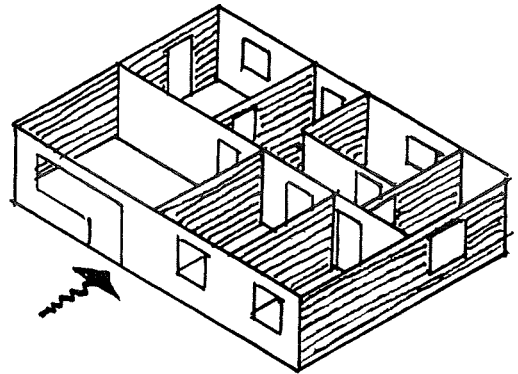


"Vægskiver"

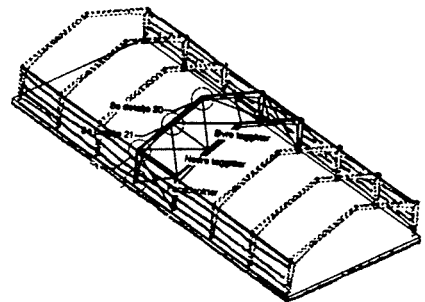
Når vægge belastes
≠ med deres plan er
det skivefunktion.

Gavl og tværvægge.

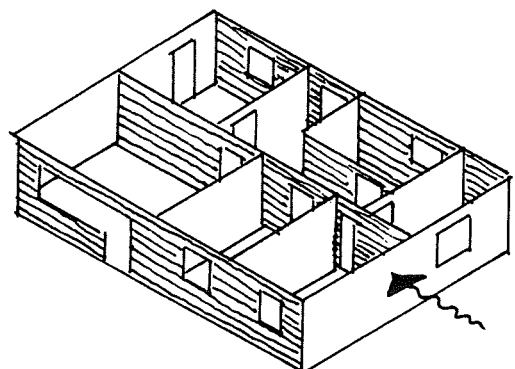
For vindlast på
tværs af bygning,
vil gavle og tvær-
vægge få skivefunk-
tion.

Facadeelementer.

For vindlast på
gavl vil facaderne
få skivefunktion.

Facader og hovedskillerum.

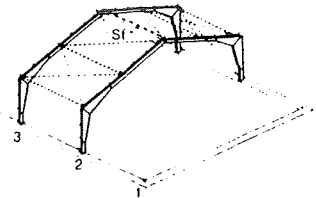
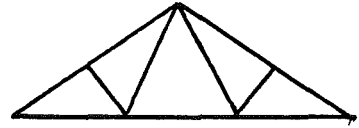
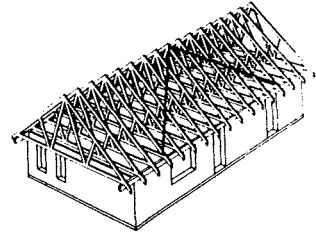
For vindlast på langs
af bygning vil faca-
der og de langsgåen-
de skillevægge få
skivefunktion.



GITTERKONSTRUKTIONER.

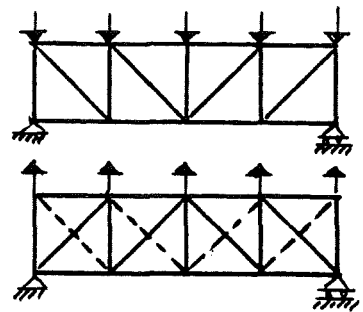
Gitterspær.

Et gitterspær består af en række komponenter med forskellige statiske funktioner, men hvis det opfattes som een komponent vil det for lodret last have bjælkefunktion.



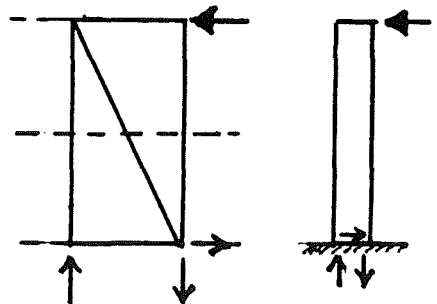
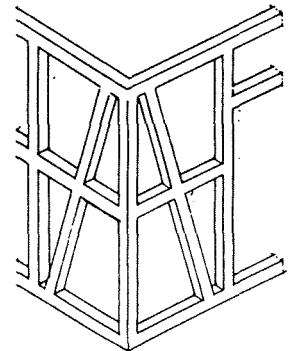
Vindgitter.

Opfattet som een komponent har vindgitteret bjælkefunktion for vindlast. Den statiske model er: simpel understøttet bjælke.



Bindingsværk.

Skråbånd, søjler og remme er et stangsystem (gitterkonstruktion). For vandret last \neq med planet, kan det sammenlignes med stabiliserende indspændt søjle.



RAMMER.

Rammer er stabile for last \perp med eget plan. For last \perp på deres plan er de ustabile, hvorfor det er nødvendigt at afstive med vindgitter eller lignende.

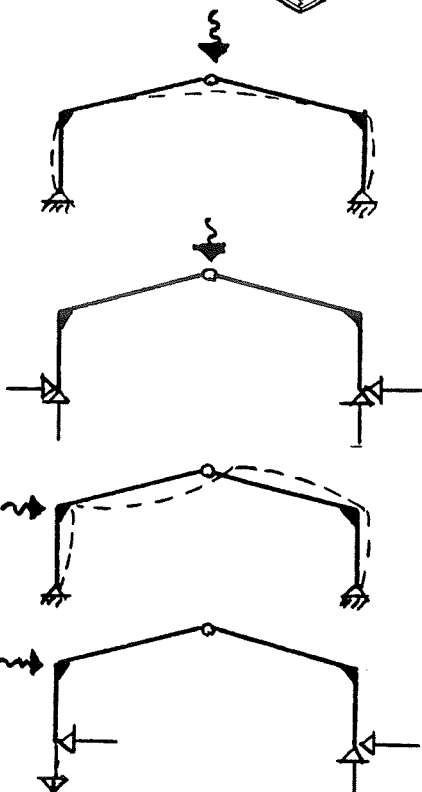
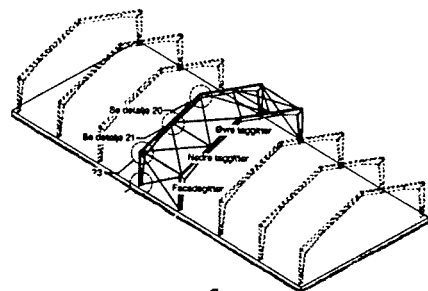
Et-plans byggeri.

Rammer giver mulighed for overdækning af store arealer uden generende understøtninger.

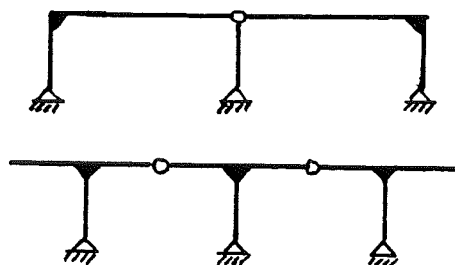
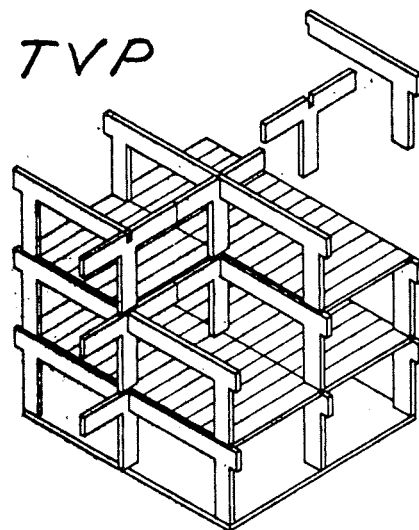
Etagebyggeri.

Rammer anvendes også til etagebyggeri.

T.V.P. systemet har bærende- og stabiliserende V-rammer på tværs, og stabiliserende T-rammer på langs.

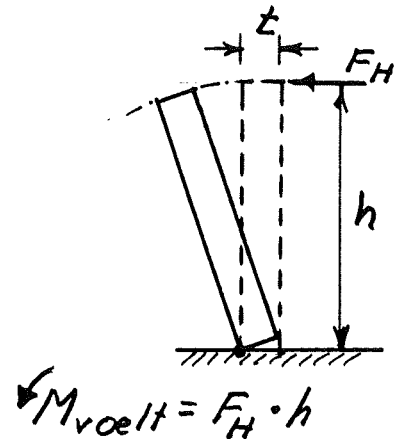


TVP



VANDRET STABILITET. stabiliserende vægge.

Betingelsen for at en væg ikke vælter for en vandret last, er at kraftens moment omkring væltningens linie ($M_{\text{vælt}}$) er mindre end momentet fra den lodrette last omkring samme linie (M_{stab}).



$$\underline{M_{\text{vælt.}} < M_{\text{stab.}}}$$

eller sikkerheden (n) mod væltning.

$$n = \frac{M_{\text{stab.}}}{M_{\text{vælt}}} > 1$$

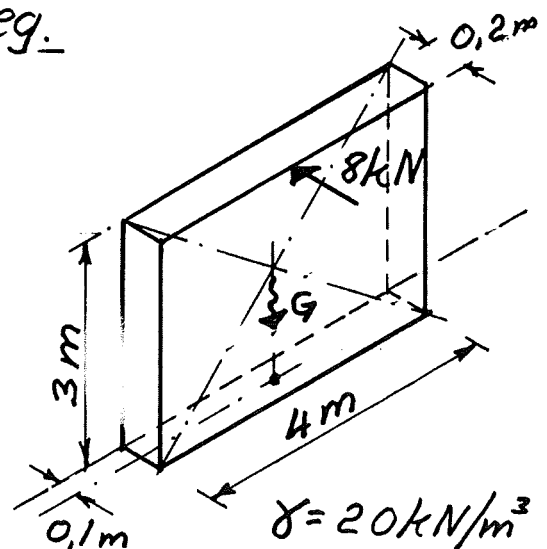
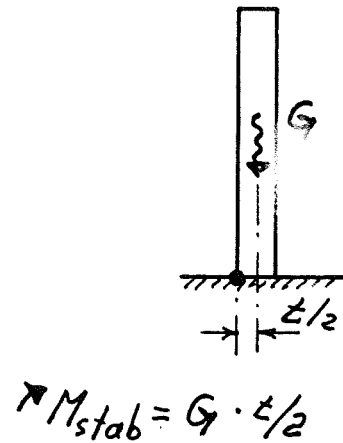
Eks. 8 kN på tværs af væg.

$$G = 20 \cdot 0,2 \cdot 4 \cdot 3 = \underline{48 \text{ kN.}}$$

$$M_{\text{stab}} = 48 \cdot 0,1 = \underline{4,8 \text{ kNm}}$$

$$M_{\text{vælt}} = 8 \cdot 3 = \underline{24 \text{ kNm}}$$

$$n = \frac{4,8}{24} = \underline{0,2 < 1} \%$$



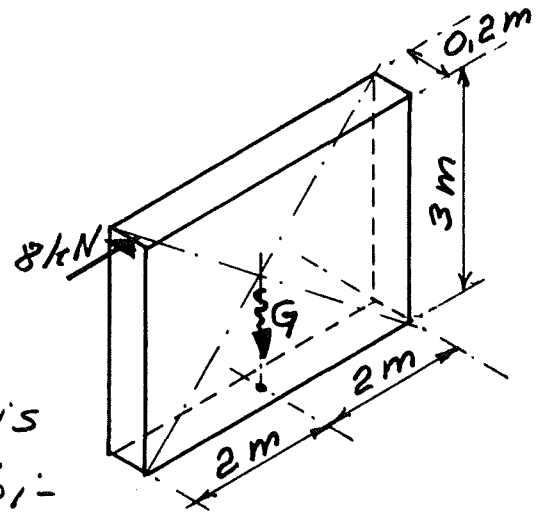
8 kN på langs af væg.

$$G = \underline{48 \text{ kN}}$$

$$M_{\text{stab}} = 48 \cdot 2 = \underline{96 \text{ kNm}}$$

$$M_{\text{vælt}} = 8 \cdot 3 = \underline{24 \text{ kNm}}$$

$$n = \frac{96}{24} = \underline{4} > 1 \text{ ok.}$$



Eksemplet viser at hvis vægge skal være stabiliserende, skal kraftretningen være \neq med deres plan „vægskiver“ eller mere korrekt, vægge med last der giver skivefunktion.

Tallene i eksemplet viser $4/0,2 = 20$ at den viste væg er 20 gange bedre til at optage vandret last i længderetningen.

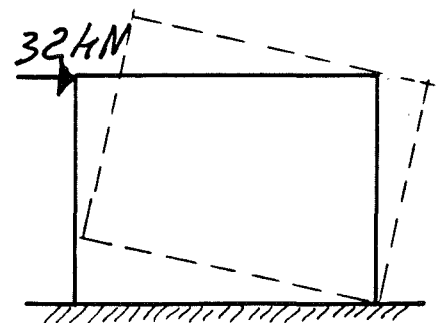
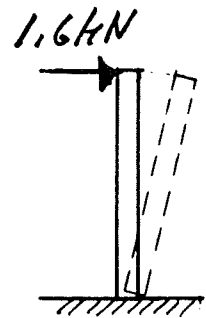
Eks. forsat.

$$M_{\text{vælt}} = F_H \cdot 3 = M_{\text{stab}} = 4,8 \Rightarrow$$

$$F_H = \frac{4,8}{3} = \underline{1,6 \text{ kN}}$$

$$M_{\text{vælt}} = F_H \cdot 3 = M_{\text{stab}} = 96 \Rightarrow$$

$$F_H = \frac{96}{3} = \underline{32 \text{ kN}}$$



Stabiliserende system.

Et stabilt system skal have mindst 3 vægge.

$$\sum \vec{H} = 0: R_2 - 10 = 0 \Rightarrow R_2 = \underline{10 \text{ kN.}}$$

$$\uparrow \sum M = 0 \downarrow_A: 10 \cdot 4/2 - R_3 \cdot 8 = 0 \Rightarrow$$

$$\underline{R_3 = 2,5 \text{ kN.}}$$

$$\uparrow \sum V = 0: -R_1 + R_3 = 0 \Rightarrow R_1 = R_3 = \underline{2,5 \text{ kN.}}$$

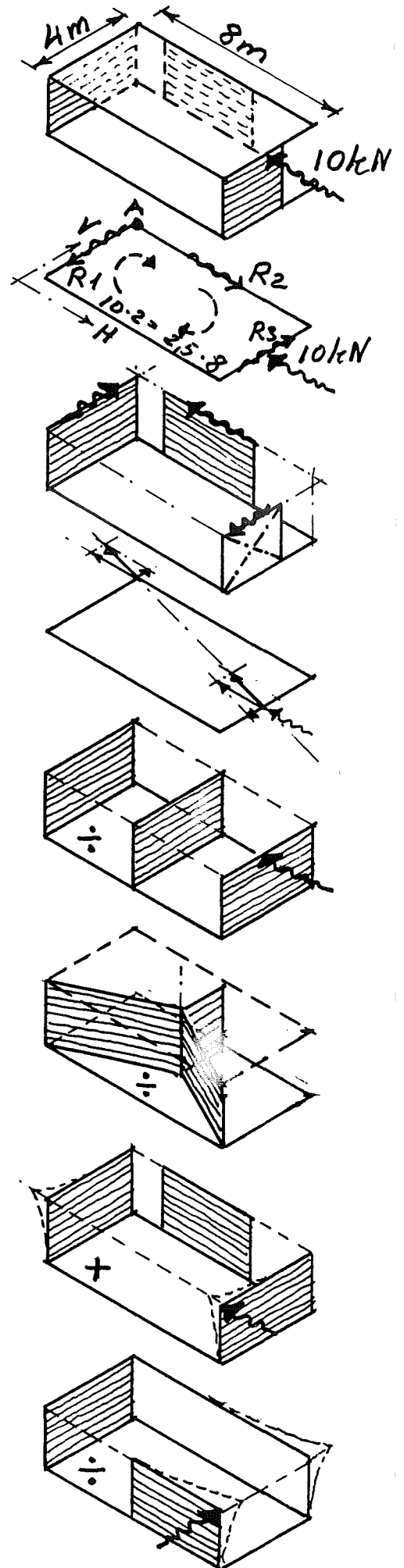
Kræfterne fra „dækskiven“ bringes til jorden af vægge og stang/båndkonstruktionen.

opgaven kan også løses grafisk.

De 3 vægge må kun være parvis parallelle.

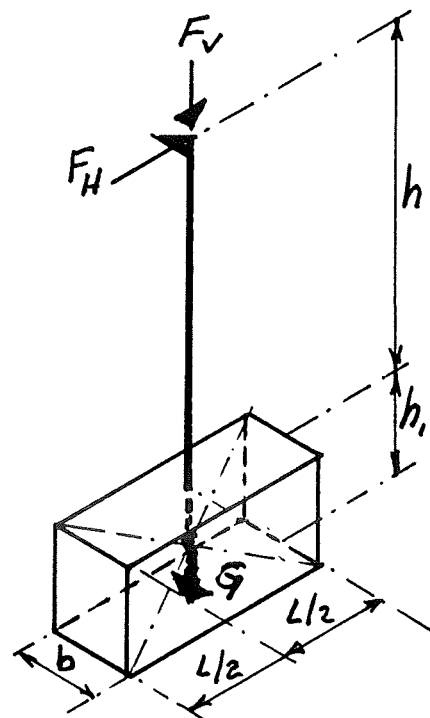
De 3 vægge må ikke skære hinanden i samme lodrette plan.

Deformationerne må ikke negligeres, afstanden mellem „skiverne“ vinkelret på kraften bør være større end flytteafstanden.



stabiliserende indspændte søjler.

Lave bygninger kan også stabiliseres med indspændte søjler, det kræver dog at fundamenterne er store, fordi det som for vægge er størrelsen af den lodrette stabiliserende last, og dennes moment omkring væltningelinien der er bestemmende for hvor stor den vandrette kraft kan være.



Eks. $F_H = 6 \text{ kN}$, $F_v = 6 \text{ kN}$.

$$G_{\text{fund}} = 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \cdot 24 = \underline{24 \text{ kN}}$$

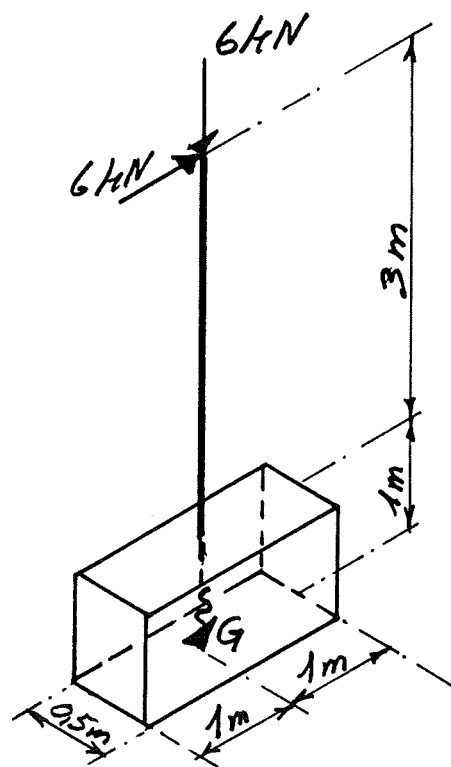
$$\Sigma F_v = 6 + 24 = \underline{30 \text{ kN}}$$

$$M_{\text{stab.}} = 30 \cdot 1 = \underline{30 \text{ kNm}}$$

$$M_{\text{vælt}} = 6 \cdot 4 = \underline{24 \text{ kNm}}$$

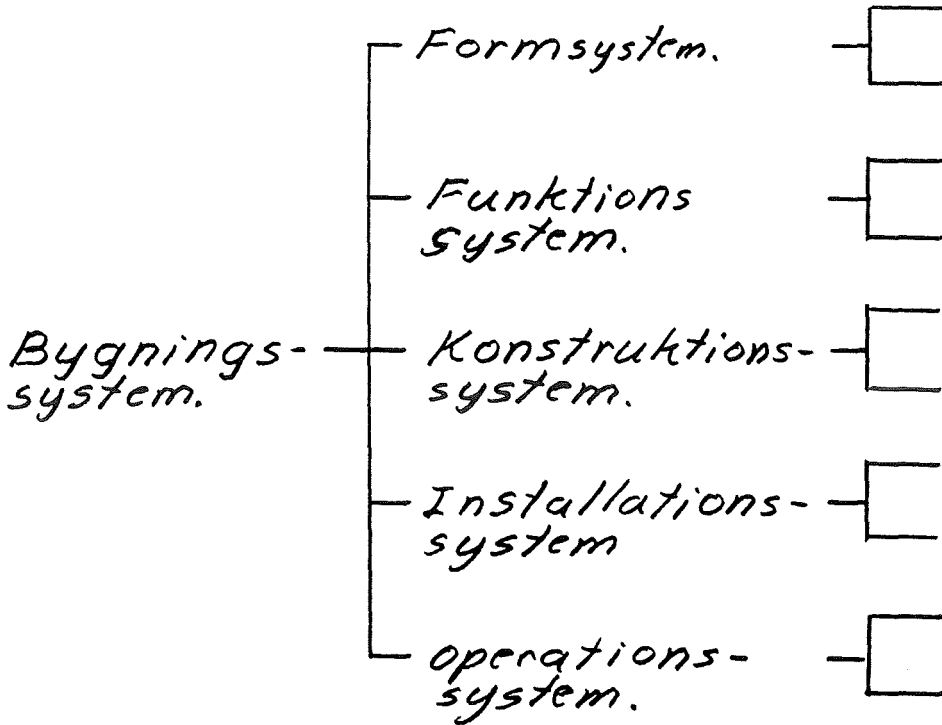
$$n = \frac{30}{24} = \underline{1,25 \text{ ok}}$$

Bemærk lette bygninger kræver størst fundament?



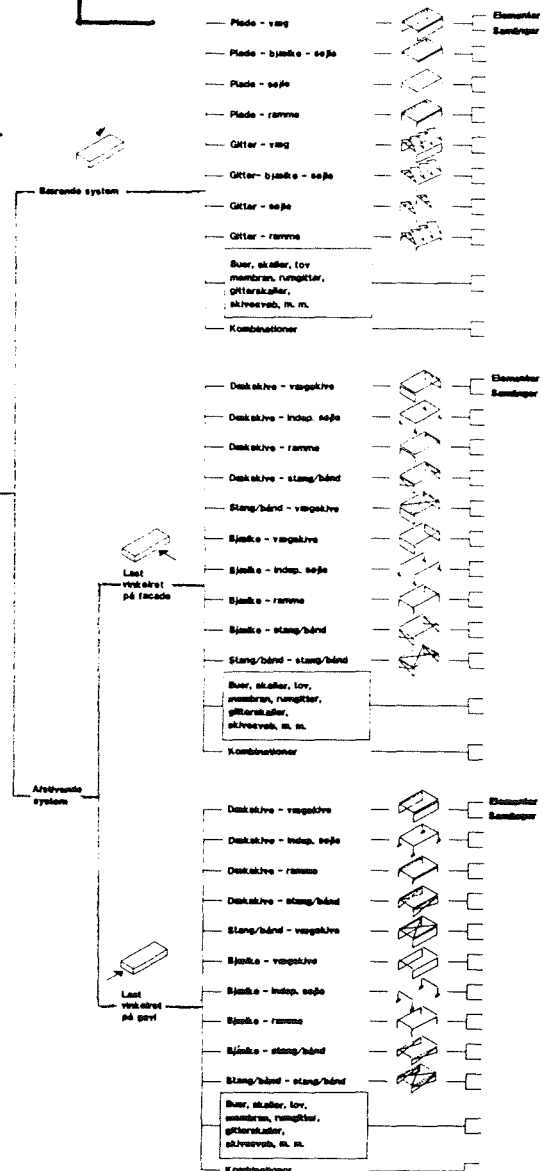
KONSTRUKTIONSSYSTEMER.

Et hus kan opdeles i en række systemer.



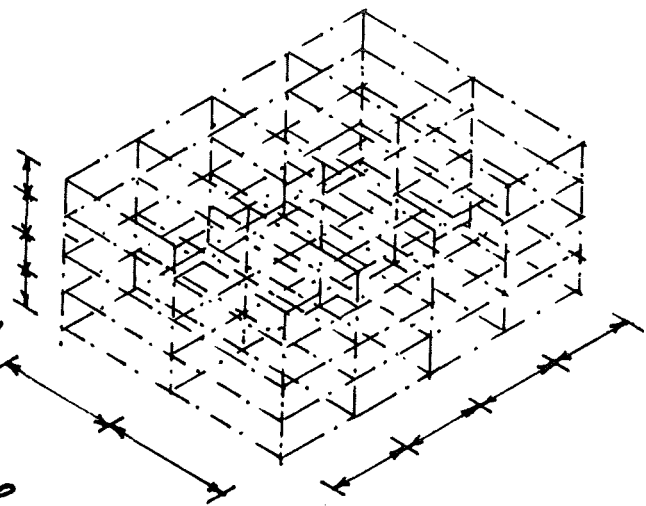
Er opgaven at projektere et hus skal der findes et primært konstruktions system, der selvfølgelig sørger for at huset er rumligt stabilt, foruden at de andre systemer også skal tilgodeses, i det omfang det er muligt.

Da der findes en række konstruktions systemer, der kan



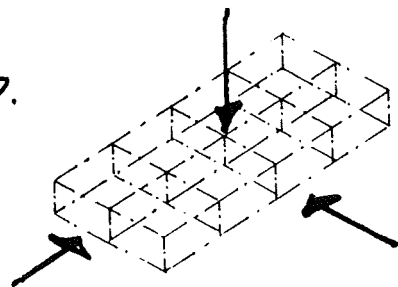
sørge for husets rumlige stabilitet, og i større eller mindre grad opfylde kravene fra de andre systemer, er en systematisk opstilling af alternative konstruktionssystemer nødvendig.

Det vil som regel være tilstrækkelig i opstillingsfasen, kun at arbejde med en etage, og evt. også udelade nogle fag.



Husets primære statiske system består af:

- a. Lodret bærende system.
- b. vandret tværstabiliserende system.
- c. vandret længdestabiliserende system.



Bærende system.Eksempel.

Plader spænder i bygningens længderetning.

Bjælker spænder i bygningens tværretning.

Søjler.

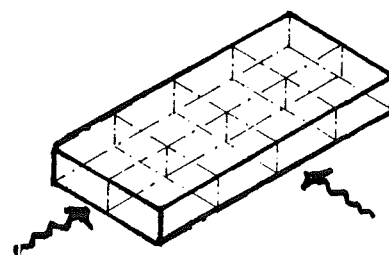
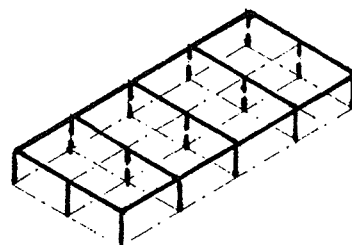
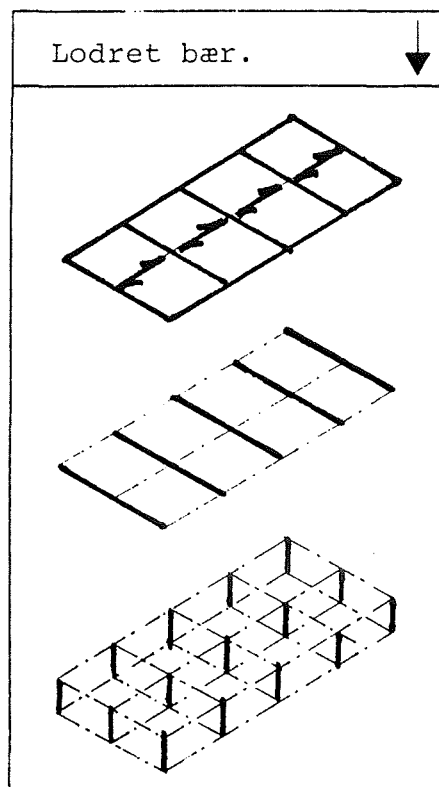
systembenedevnelse.

Da konstruktionssystemet gives „navn“ efter det bærende system er det:

Plade-bjælke-søjle.

Vandrette stab. systemer.

Der vil til et hvert bærende system være mulighed for flere stabiliserende systemer, der mere eller mindre indgår i det bærende system.

Signaturer.

Trærstab. system.

Dækskive-vægskive.
Trærstabiliteten optages af gavle alene.

Dækskive-indsp. søjle.
Alle søjler deltager i trærstabilitet.

Skivefunktion i tag.
signaturen viser at dækskiven spænder fra gavl til gavl.

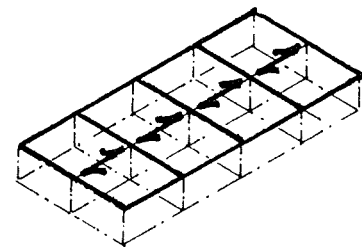
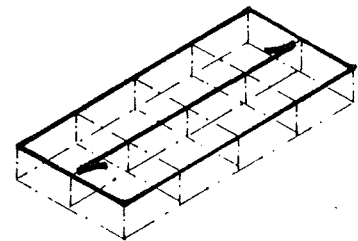
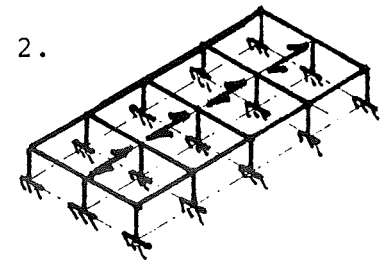
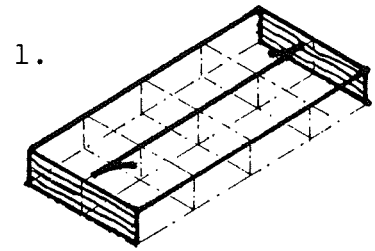
signaturen viser at bygningen stabiliseres fagvis.

Længdestab. system.

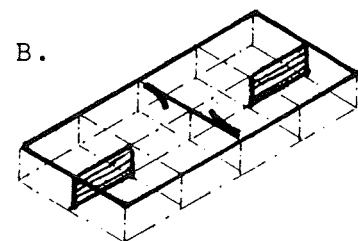
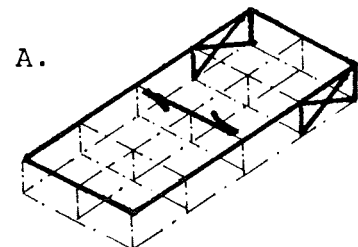
Dækskive-stang/bånd.
stang/bånd kun i facader i nødvendigt omfang.

Dækskive-vægskive.
Vægskiver kun inde i hus i nødv. omfang.

Tvær. stab. ↗



Langs. stab. ↗



STATISKE SYSTEMER.

Projektforslagsfase.

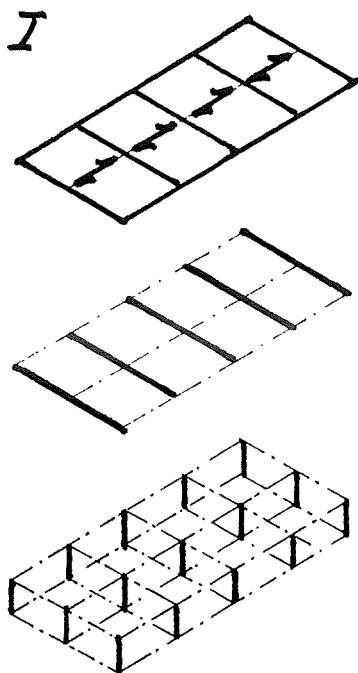
Konstruktionssystem:

Plade-bjælke-søjle I

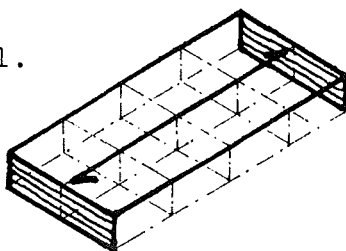
Lodret bær. ↓

Tvær. stab. ↙

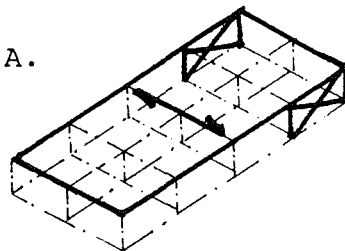
Langs. stab. ↗



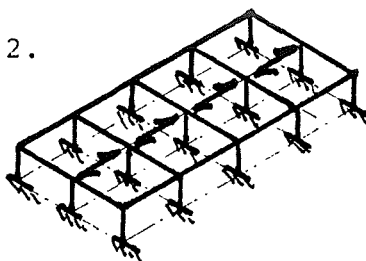
1.



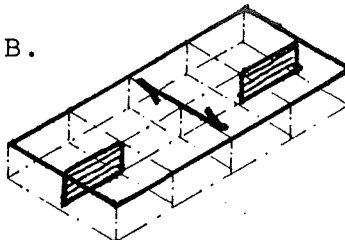
A.



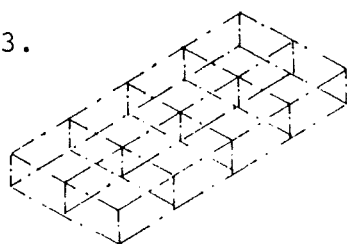
2.



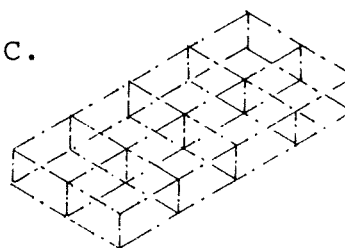
B.



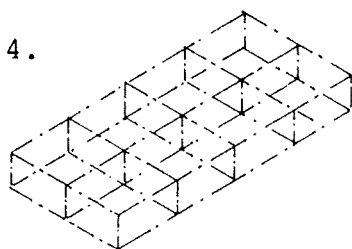
3.



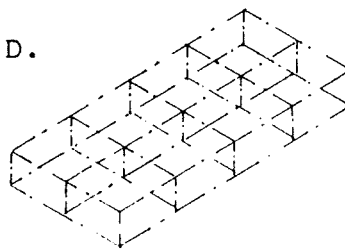
C.



4.



D.

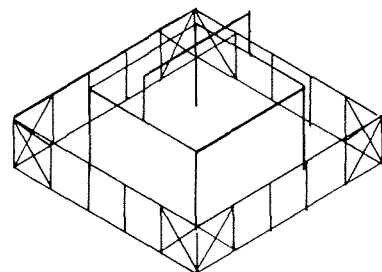
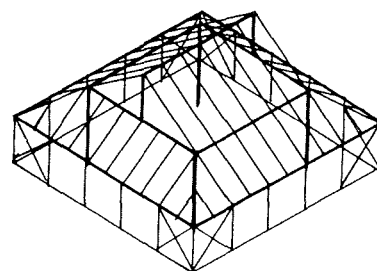
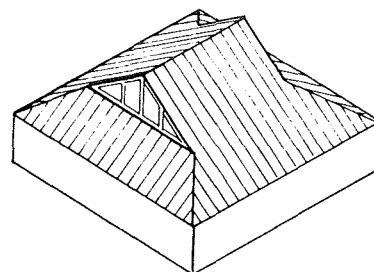
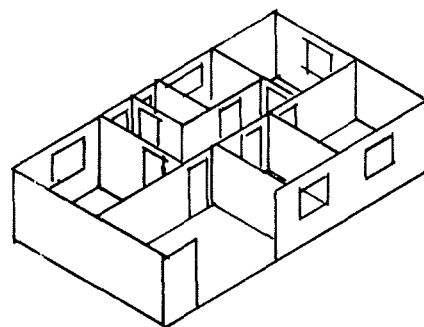
Bemærkninger:

Der er flere mulige stab. systemer end vist på dette eksempel.

En systematik hvor 1 og A er vægge, 2 og B indsp. søjler o.s.v. kan måske være en fordel.

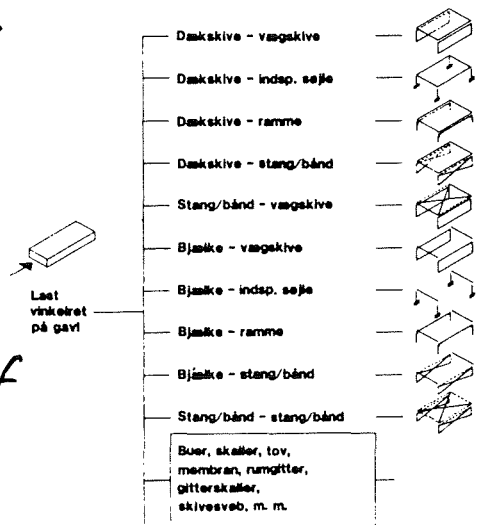
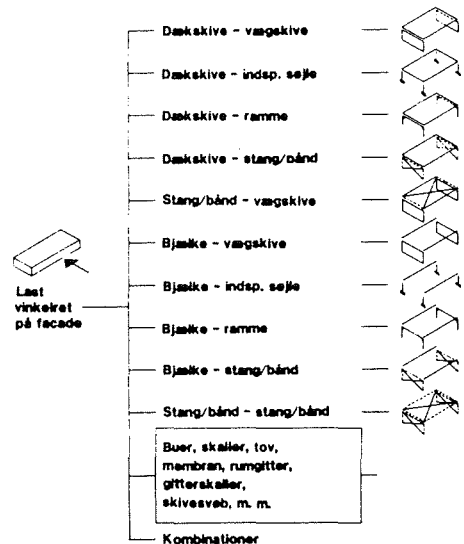
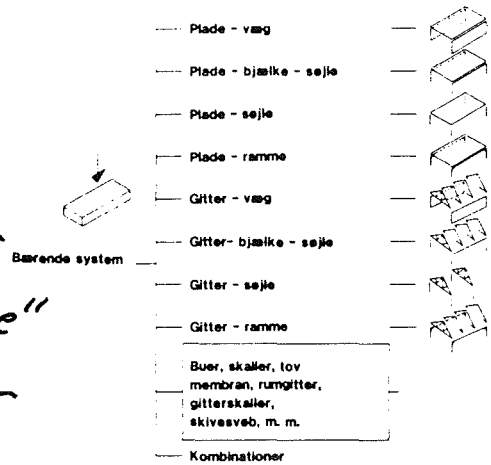
KOMBINATIONER.

Det er ikke alle huse der bygges efter en fagopdelt plan (rene systemer) som vist på de foregående sider. Der kan f. eks. være tale om mere komplekse bygninger, hvor eksempelvis det bærende kan bestå af flere systemer på en gang. Men metoden med at opstille alternative systemer er den samme, og nødvendigt, idet der altid vil være flere mulige bærende- og stabiliserende systemer til et hvilket som helst hus, og det handler jo om at finde det mest velegnede rumligt stabiliserende system.



PROCEDURE.

Det at opstille alternative konstruktions-systemer er relativt enkelt. Teoretisk er der mulighed for ca. 15 "rene" bærende systemer (flere når de kombineres) med hver ca. 4 tværstabiliserende - og 4 længdestabiliserende systemer. Det vil sige hvert bærende system har 16 stabilitetskombinationer, og med 15 bærende systemer vil et hvert hus teoretisk have 240 mulige konstruktions-systemer. Hvilket system der så er bedst til huset er i høj grad bestemt af de andre systemers krav, det vil sige:



Formsystem.

Funktionssystem.

Installationssystem.

Operationssystem.

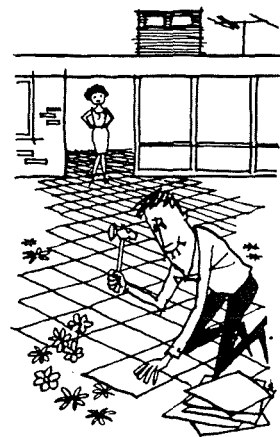
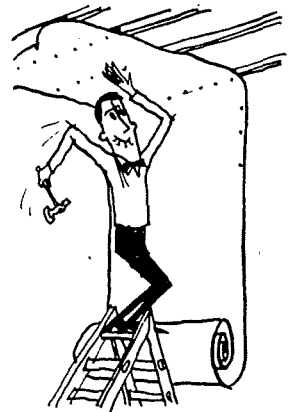
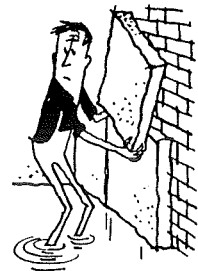
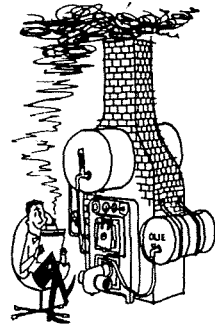
Hvis ikke det skal blive en EDB opgave eller ende i kaos, er en kraftig styring nødvendig. Dette kan evt. gøres ved at foretage udvælgelsen i to trin,

1. trin:

En grovsortering med få absolutte krav, som ren praktisk bøn begrænses til 5 betingelser.

2. trin:

En finsortering-vægtning på de ikke ufravigelige krav. På grund af begrænsningen i trin 1, kan det ikke udelukkes at der i trin 2 optræder krav som skal opfyldes, altså ufravigelige krav.



En mulig procedure.Eksempler:

1. Antal etager.
Tagform.
Rumform.
2. Fleksibel plan.
Betonkomponenter.
3. Tung bygning afstives af tunge komponenter.
stabiliserende indspændte søjler kun i een etages bygn.
statisk mulige spændvidder

Ud fra store skema opstilles systemer, på fortrykte ark, som alle opfylder de ufravigelige krav.

Eksempler på formkrav:

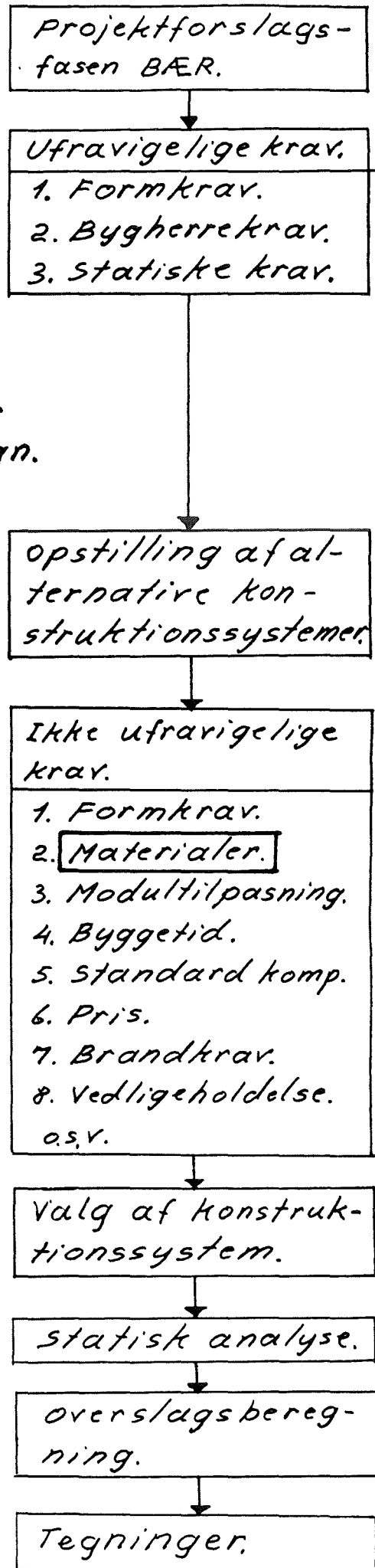
- a. Vinduer.
- b. Lette facader.
- c. Lukkede gavle.

Fravigelige krav skal ikke forstås sådan at f. Eks. brandkravene ikke skal opfyldes, men at de opstillede systemer kan gøre brandløsningen: let/svær, billig/dyr o.s.v.

Valget af konstruktionssystem, kan være en skriftlig vurdering, eller det kan gøres ved hjælp af et pointsystem.

Isometri der viser kraftforløbet med hensyn til lodret- tvær- og længdestabilitet.

Foreløbig dimensionering af husets primære konstruktions-elementer.



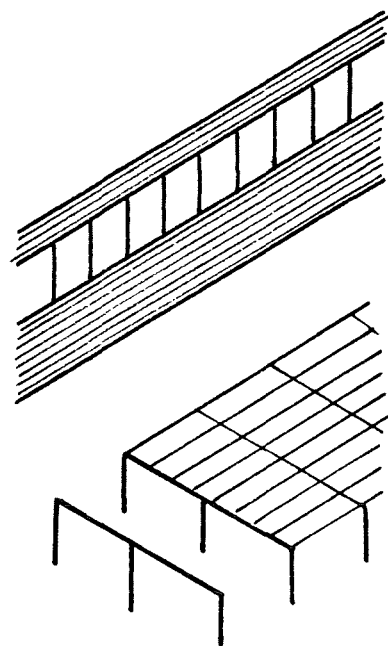
VALG AF SYSTEM.

System			Vinduesbånd	Pre-fab.	Pris.										sum.	Bemærkninger.
Boer.	T. stab.	L. stab.														
Voegtn.																
I	1	A	0													Udgår. u. krav.
-	-	B														
-	2	A														
-	-	B														
II	1	A														
-	-	B														
-	-	C														
-	2	A														
-	-	B														
-	-	C														
III	1	A														
-	2	A														

Pointgivning.

Vinduesbånd vil f. Eks. gøre det svært/umuligt at etablere bærende/stabiliserende facader.

Prisen kan være afhængig af fagvidde, f. Eks. blødt arm./forspændt dæk, contra mange/få bjælker og søjler.

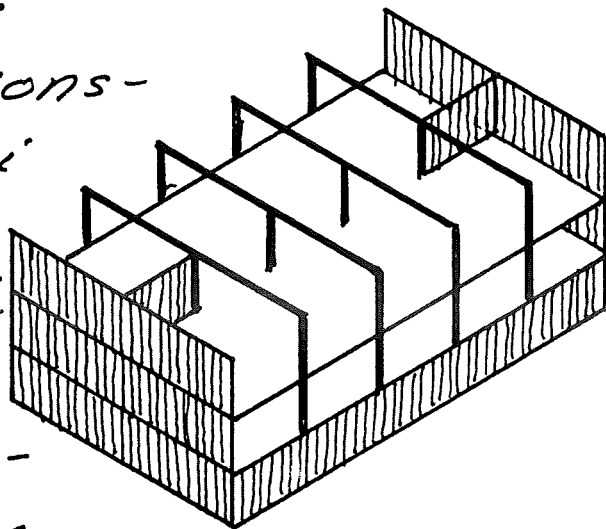


DET VALGTE KONSTRUKTIONSSYSTEM.

Hvis f. eks. system I-1-B er valgt, kan hele husets konstruktions-system tegnes ind i sit modulsystem.

Da gavlene er nødvendige for at træerstabilisere huset, kan de med fordel også indgå i det bærende system h. v. s. at bj./sp. kan undværes i gavlene.

Nederste etage er kælder.
Facaderne er lette.

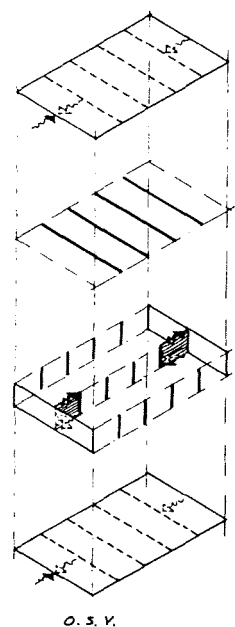
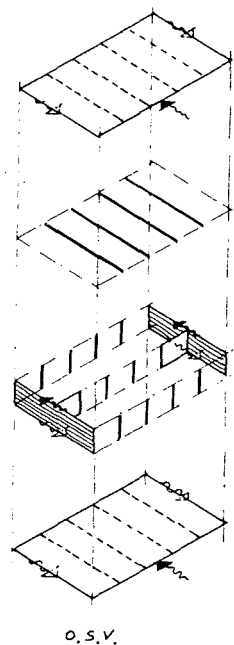
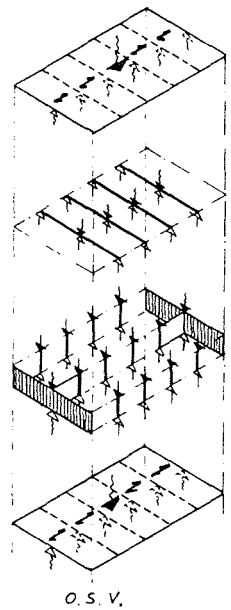


STATISK ANALYSE.

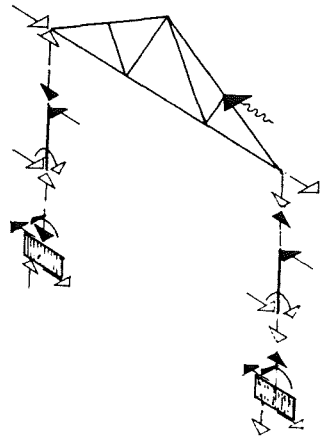
Målet med den statiske analyse, er at grafisk dokumentere kraftforløbet fra bygningens top ned til jorden, som jo er det eneste sted hvor lasten endeligt kan optages.

Bygningen splittes op i et system af "frit legeme" komponenter, og der tegnes 3 isometrier, for at vise kraftforløbet i bygningens 3 hovedretninger.

Ud fra de 3 isometrier er det så muligt at funktionsbestemme alle de komponenter, der indgår i det primære konstruktionssystem.

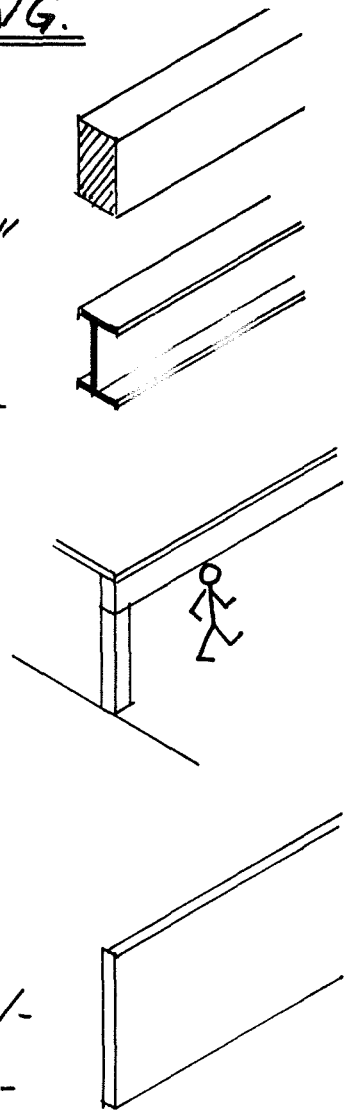


Det er altså muligt ved hjælp af den statistiske analyse, samt beskrivelsen af det statistiske system, at dokumentere (forståelsen af) bygningens primære konstruktionssystem.



OVERSLAGSDIMENSIONERING.

Overlagsdimensionering er nødvendig til bestemmelse af det „konstruktive rum“, det vil sige f. Eks. hvor stor skal jernbetonbjælken være, men ikke hvor meget armering der skal i. Altså så lidt beregning som muligt, men dog så meget at forkerte dimensioner ikke senere giver problemer. Specielt rumhøjder, frihøjder under bjælker, samt længder på stabiliserende vægge skal afklares i projektforslagsfasen.



PREFABRIKEREDE KOMPONENTER.

DÆK.

Standardhuldæk (blødt arm.):

Længde : $\leq 6,00$ m

Bredde : 600 - 1200 - 1800 - 2400 mm

Tykkelse : PE = 185 mm

RE = 215 mm

Langdæk (forspændte huldæk):

Længde : $\leq 16,00$ m

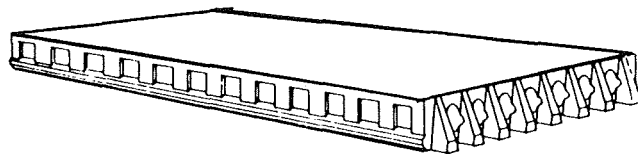
Bredde : 1200 mm

Tykkelse : DE (Dækket) : 215 mm

EE (Ekstra) : 235 mm

JE (Jumbo) : 265 mm

KE (Kæmpe) : 285 mm



VÆGGE.

Batteristøbte:

Højde : $\leq 3,0$ m

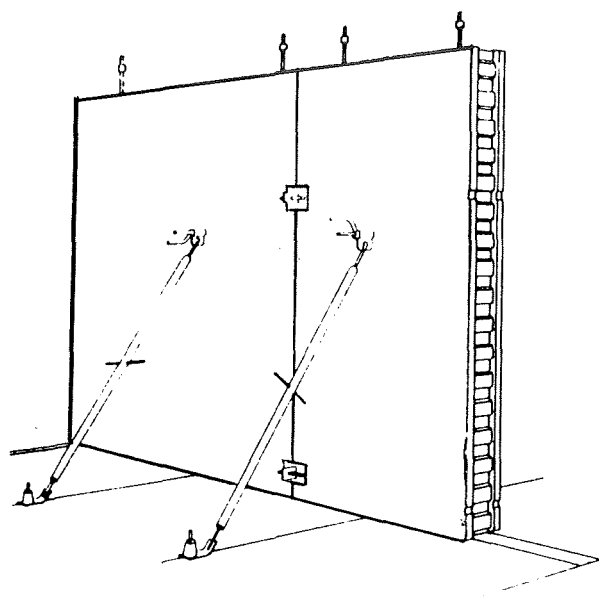
Bredde : $\leq 8,0$ m

Tykkelse : 75 - 100 - 120 - 150 - 180 -

230 - 250 - 300 mm

Vandret støbte:

Dimension : Efter opgave

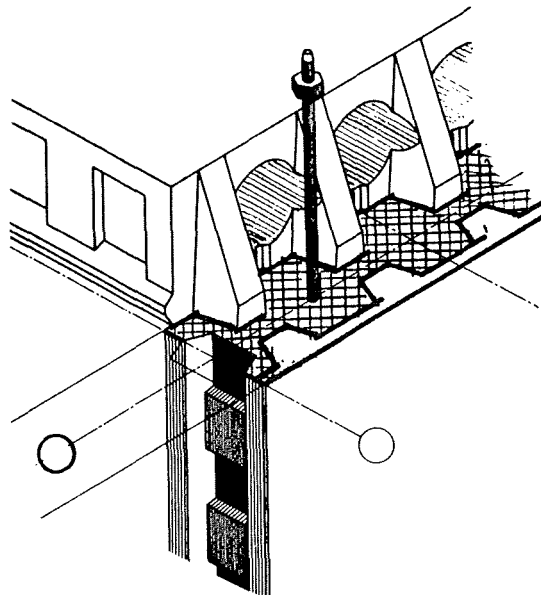


SAMLINGER.

DÆK - VÆG.

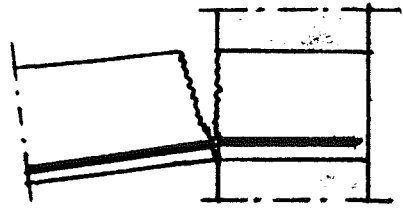
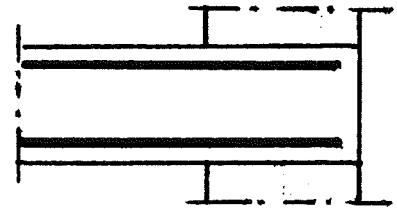
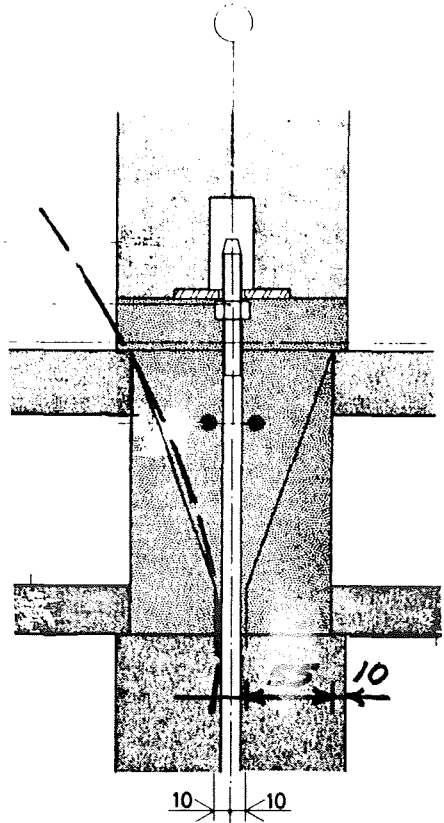
Dækknasterne ligger på væggene med knastuge.

Det skraverede areal som er vederlag for den ovenstående væg må ikke være knastuge, men skal udstøbes/fuges.

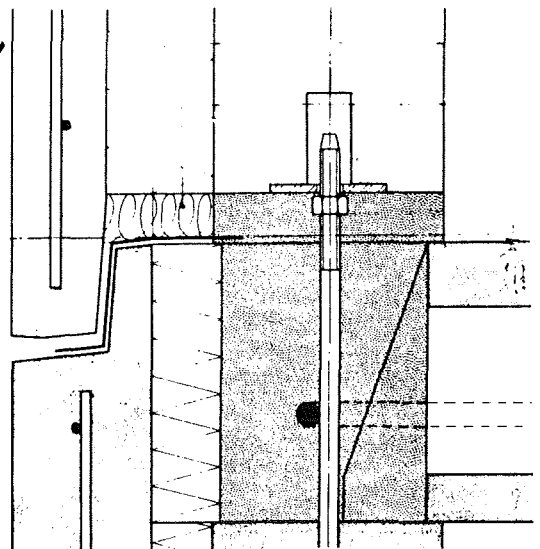


BÆRENDE ETAGEKRYDS.Statistiske krav:

1. Vandret og lodret last fra dæk til væg.
2. Vandret og lodret last fra ovenstående væg til nedenstående væg.
3. Charnier d.v.s. uhindret nedbøjning for dækket idet det ikke har oversidearmering og derfor ikke kan tåle indspænding.
4. Plads til forskydningsarmering for dæk- og vægskive.

Nogle andre krav:

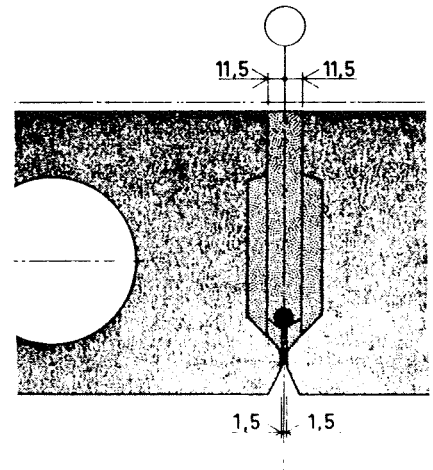
5. Tolerancer fra fabrikation og montage skal kunne optages.
6. Selvforskallende
7. Hurtig og præcis montage.



LANGSGÅENDE FUGER MELLE DÆKKOMPONENTER.

Statistiske krav:

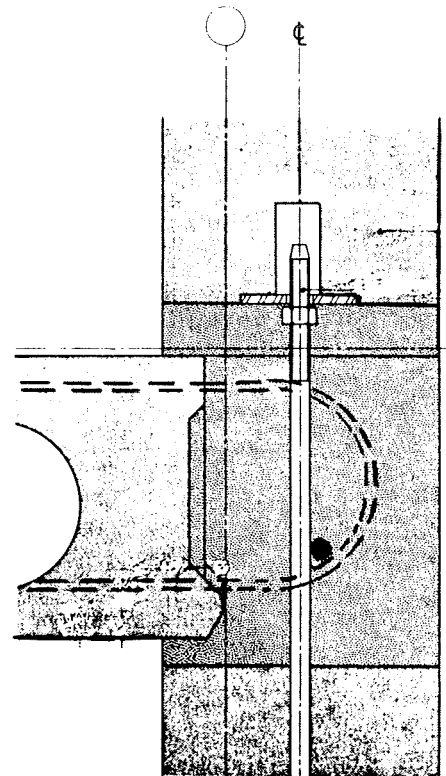
1. Overføre vandret- og lodret last mellem komponenter.
2. Plads til forskydningsarmering.



IKKE BÆRENDE ETAGE- KRYDS.

Statistiske krav:

1. Overføre vandret last fra dæk- og væg til væg.
2. Dæk bæres ikke af væg.
3. Plads til forskydningsarmering.

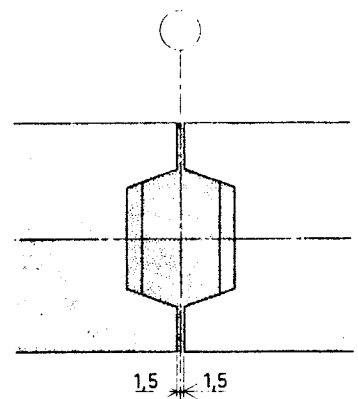


LODRET FUGE MELLE VÆGKOMPONENTER.

Statistiske krav:

1. Overføre lodrette kræfter mellem komponenter.

Bøjlearmering kræver en anden og dybere fugeløsning.



Knastløse dækelementer.

Længden vælges frit.
Vederlag 60 ± 5 mm.

Samlinger:

Dæk - 180 mm væg.

Kræfternes størrelse er bestemmende for den valgte løsning.

Ved stor last ingen knasfuge.

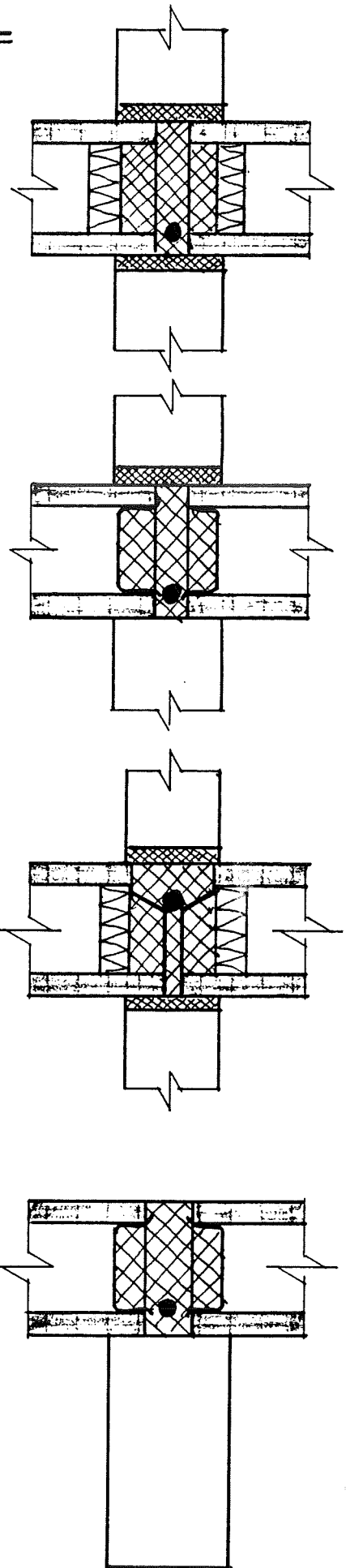
Ved lille last kan knasfuge ofte accepteres.

Dæk - 150 mm væg.

Fugen er for lille, det er nødvendigt med udskoering og våd fuge.

Dæk - bjælke.

Da der ikke kommer last fra ovenstående væg, er det i orden med knasfuge, og der er også plads til fugearmering.



søjle-bjælke-søjle.

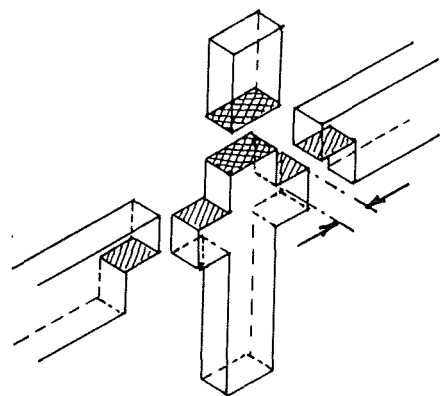
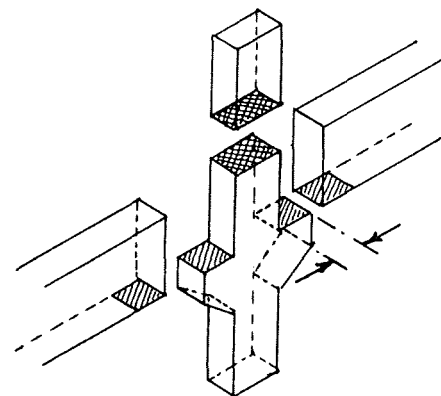
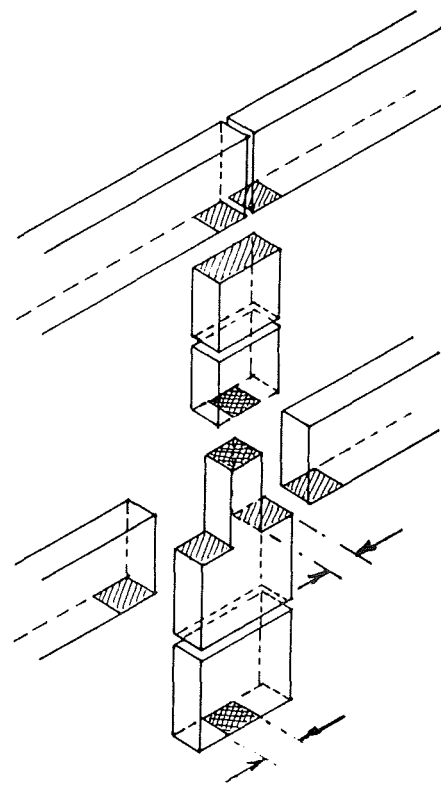
Bjælke-søjlesamlinger kan være knasfuge (▧).

Søjle-søjlesamlinger skal være med vådfuge (▨).

Ved samlinger i montagebyggeri skal man være opmærksom på komponenternes produktions- og placeringsolerancer, da disse har stor betydning for vederlagenes virkelige størrelse, i forhold til det projekterede, derfor bør vederlag projekteres mindst 150 mm.

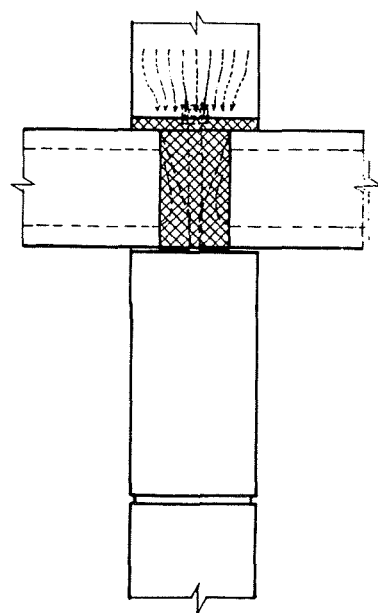
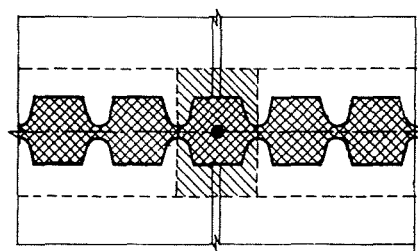
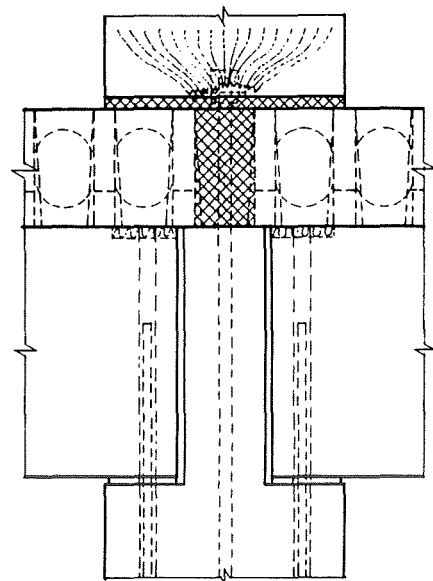
Men styrken skal også overholdes.

$\sigma_c \hat{=} f_{cd}$.



Hvor søjler føres gennem dækket, vil det bærende tværsnit blive reduceret til det areal (▨) der bliver mellem dæknasterne. Ved store bjælke-søjlebredder og/eller hårdt belastede søjler kan det være nødvendigt med udsparringer i dækket.

Bjælkerne regnes simpelt understøttede på recesserne og ved oplægning på neoprenlejc, og polystyrol i oversiden sikres i nogen grad bevægelighed (charnier). Låsedornene der skal sikre bjælkerne, må kun tilstøbes i den ene ende for at sikre bevægelighed og dermed undgå sprængning.



LODRET STABILITET.

Bærende system.

Husets komponenter skal beregnes for Lastkombination 2.1, det vil sige alle laster til ugunst, max. lodret last q, q og s -last.

Til projektforslagetets overlagsberegning vil "Konstruktionsregler", brochurer, kataloger, kurveblade og bæreevnetabeller være tilstrækkelig.

Eksempel: jernbetonplade.

$L = 4,8 \text{ m.} < 5,0 \text{ m.} \rightarrow$ enkeltsp.

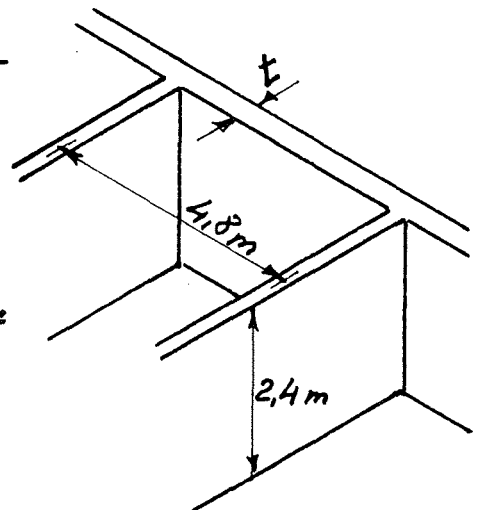
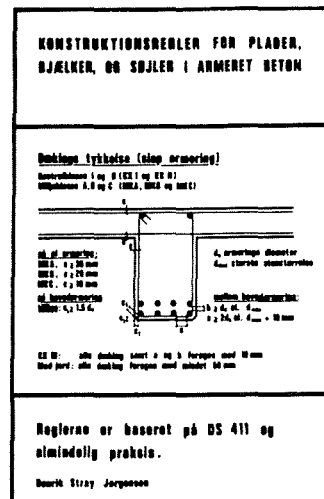
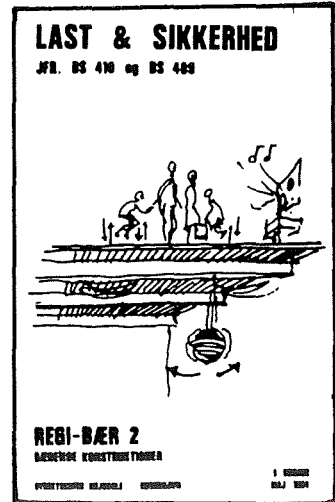
$$t \approx \frac{1}{30} \cdot 4800 = \underline{160 \text{ mm}}$$

Eksempel: kælderydervæg.

Iflg. SBI 147.

$$\left. \begin{array}{l} t = 290 \text{ mm} \\ h = 2,50 \text{ m} \end{array} \right\} L_{\text{max}} = 5,6 \text{ m} < 4,8 \text{ m}$$

Valg. $t = 300 \text{ mm}$, uarmeret beton.



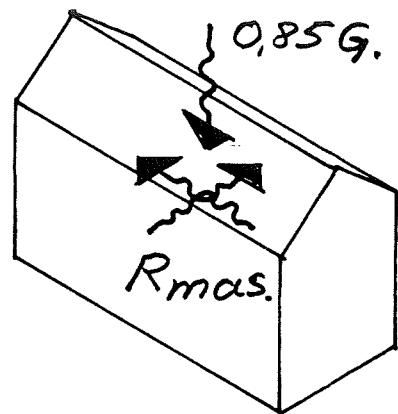
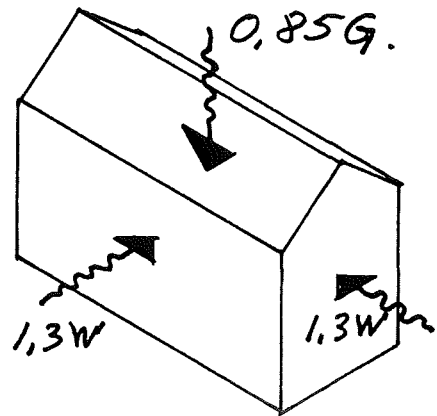
VANDRET STABILITET.

Husets vandrette stabilitet skal eftervises for lastkombination

$$2.2: R_d = 0,85 \cdot G + 1,3 \cdot W.$$

$$R_d = 0,85 \cdot G + R_{mas.}$$

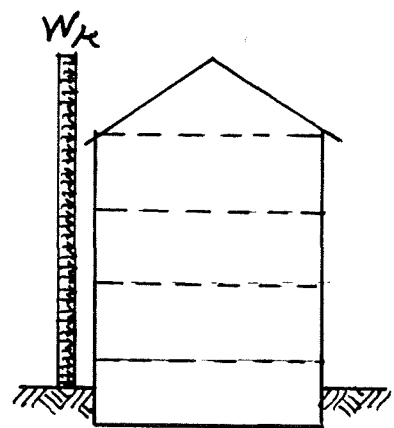
samt lastkombination 2.1.3. hvor både g , q , s og w last indgår, denne lastkomb. vil dog sjældent få nogen betydning for huse op til 3-5 etager.



Vindlast.

$W_k = q \cdot (c_{1uv} + c_{1e})$ kan bestemmes efter "Regi 2".

Men til projektforslaget vil $W_k \sim 1,0 \text{ kN/m}^2$ være en rimelig overslagsværdi for huse op til 5 etager. Det er ikke nødvendigt at tage hensyn til taghældningen ved overslagsdimensionering.



Masselast.

Den regn. vandrette masselast r_{mas} , R_{mas} skal være 1,5% af den regn. lodrette last d. v. s. g , q og s last. Den vandrette masselast kan kun optræde samtidig med den tilsvarende lodrette last.

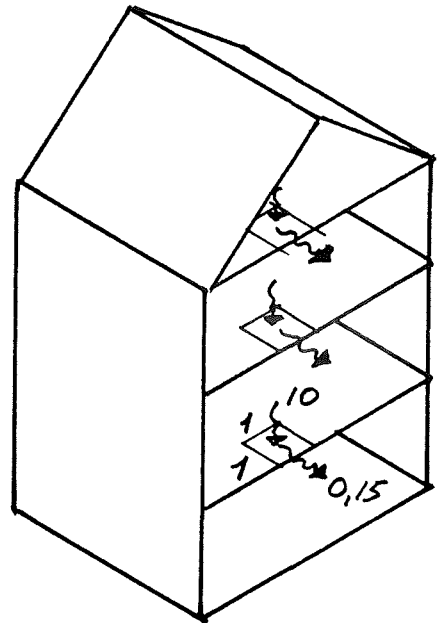
Lasten for hele huset skal altså være kendt før den vandrette masselast kan bestemmes.

Et rimeligt overslag til projektforslaget på den lodrette last vil være

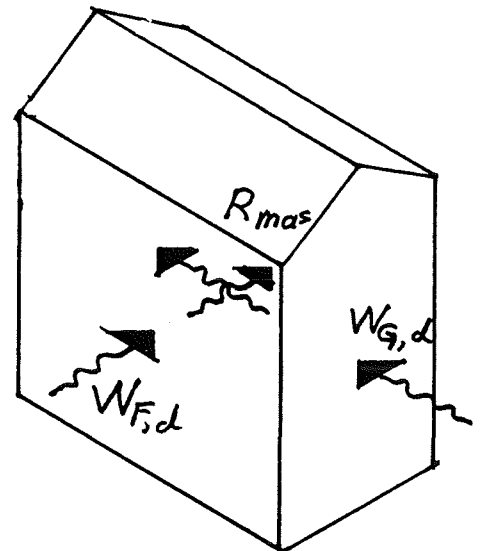
10 kN/m^2 (etagemeter)

Huset skal så beregnes for den største regn. vandrette last.

$W_{G,d} \lesseqgtr R_{mas} \lesseqgtr W_{F,d}$

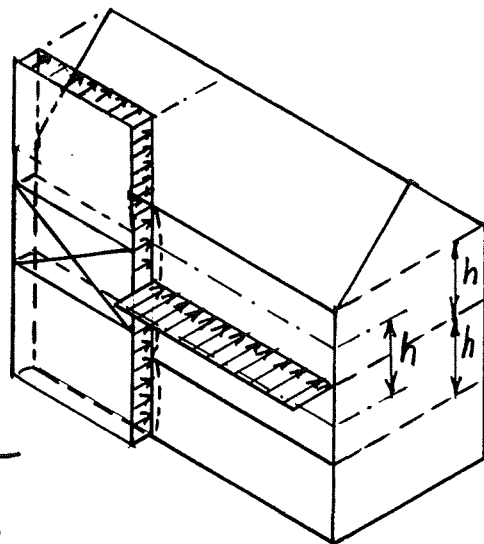


$$1,5/100 \cdot 10 \text{ kN/m}^2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$$



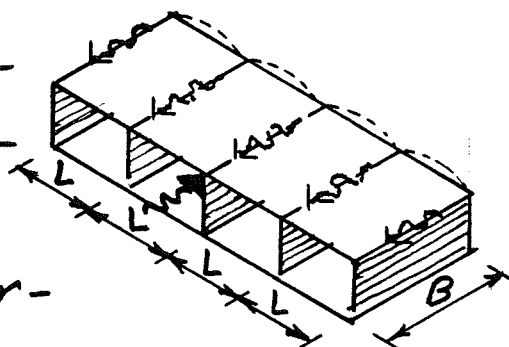
Tværstabilitet.

Facaderne vil som et sekundært statisk system bringe den vandrette vindlast op/ ned til etagedækkene, facaderne har her pladefunktion.

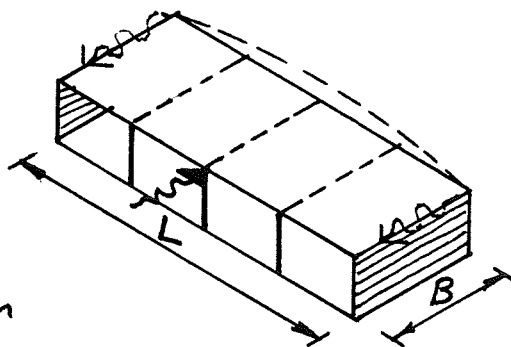


„Dækskiver“

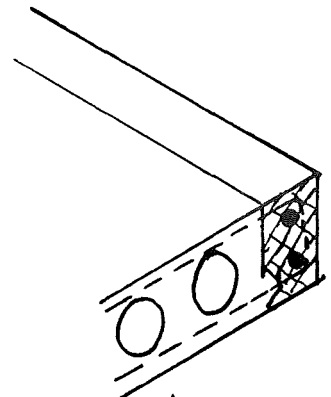
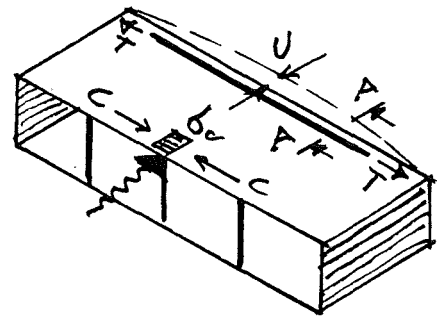
Dækkene er en del af det primære statiske system og dets opgave er at bringe lasten fra facaden til de stabiliserende tværvægge. Dækket har her bjælkefunktion.



Jo tættere væggene står des mindre er kravet til dækket, som skal have den nødvendige styrke og stivhed, som begge er afhængige af dækkets Længde/bredde forhold og kantarmering.



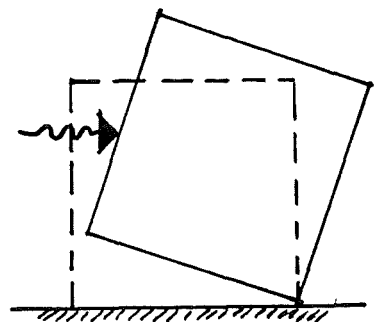
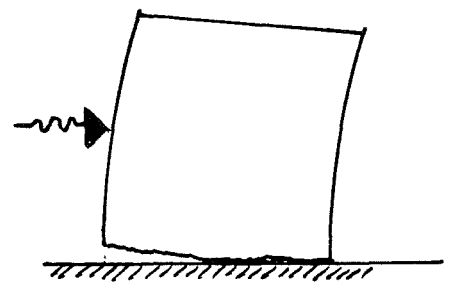
I et plade-bjælke-søjle hus vil ønsket være få vægge, og spørgsmålet er derfor hvor langt kan „dækstiven“ være uden at få for stor udbøjning når der vælges en acceptabel kantarmening



$\frac{L^2}{B}$	} Iflg kurveblad <u>side 55.</u> $u \lesssim 5 \text{ mm.}$
A_s	

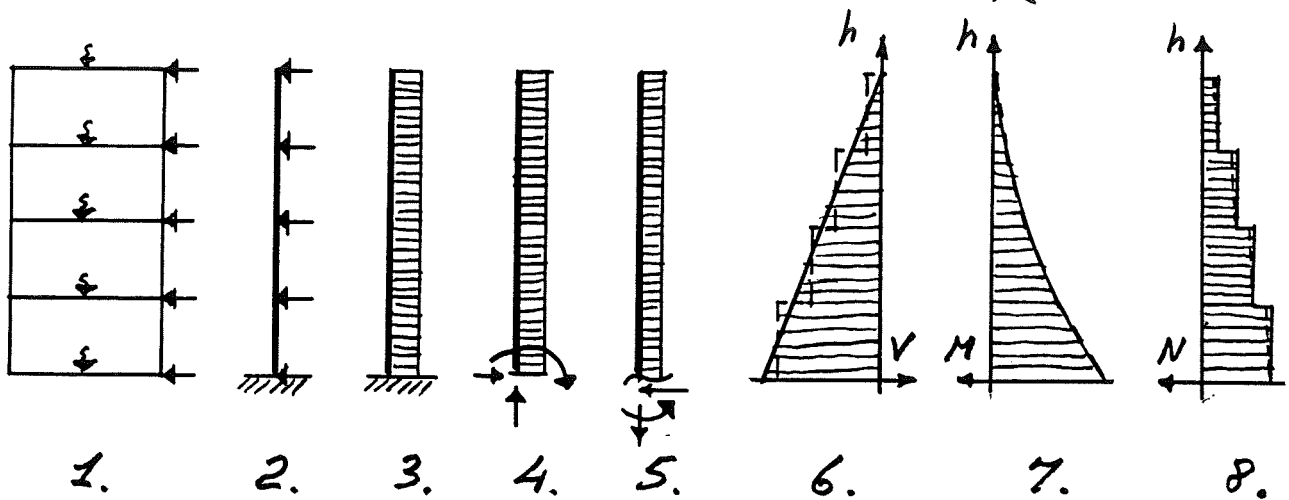
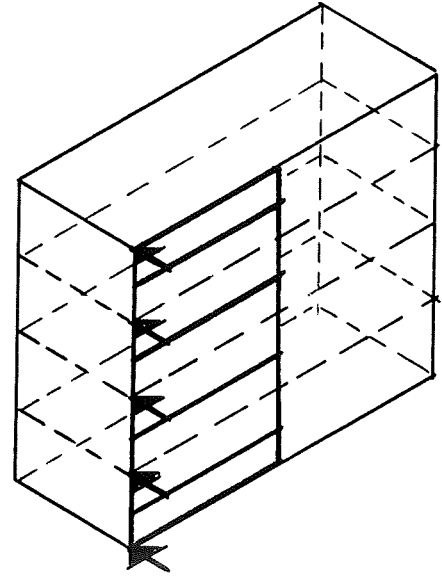
„Vægskiver“

Det næste spørgsmål er om „vægskiverne“ som modtager lasten fra dækket, er store nok til at bringe den videre ned til fundamentene/jorden. Men først lidt stivestatik.

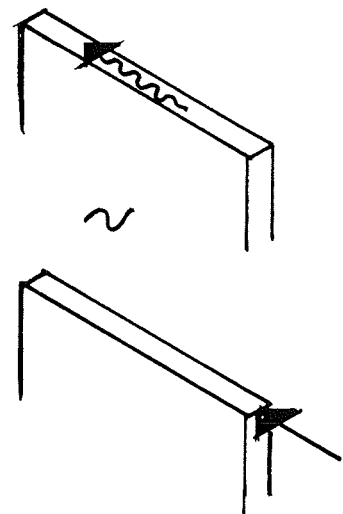


„VÆGSKIVERS“ STATIK.

„Vægskiver“ vil som regel modtage vindlasten som en liniebelastning ved etagekrydsene.

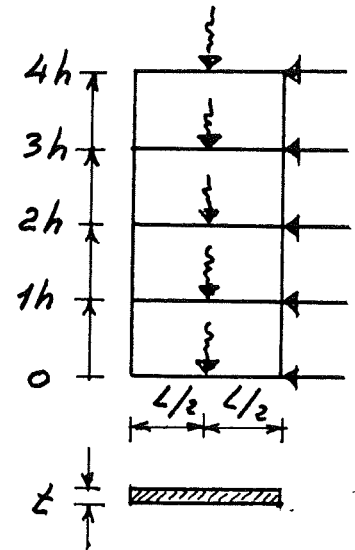


1. Konstruktion.
2. Statisk model.
3. Tilnærmet statisk model.
4. „Frit-legeme“.
5. Snitkræfter.
6. Træerkraftkurve.
7. Momentkurve.
8. Normalkraftkurve.



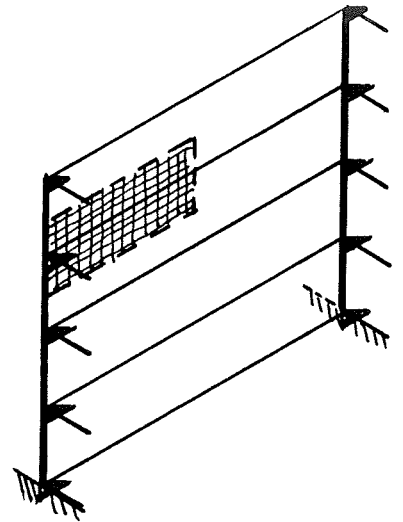
1 Konstruktion.

Væggen vil udover den vandrette vindlast, også få lodret last fra sin egen vægt og etagedæk.



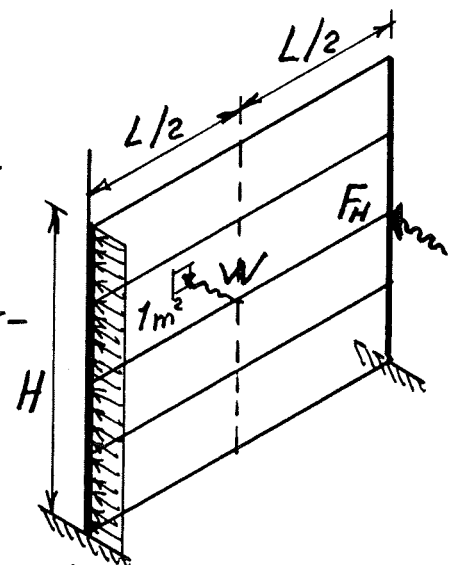
2 Statisk model.

For de vandrette kræfter får væggen bjælkefunktion, den statiske model er indspændt bjælke med enkelkræfter.



3 Tilnærmet statisk model.

Til beregning af væggenes snitkræfter kan med god tilnærmelse regnes med jævnt fordelt last.



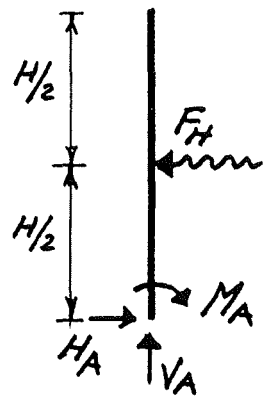
$$\underline{F_H (kN) = W (kN/m^2) \cdot \frac{L}{2} (m) \cdot H (m).}$$

4. Frit-legeme (reaktioner).

$$\uparrow \sum M = 0 \downarrow A: -F_H \cdot H/2 + M_A = 0 \Rightarrow$$

$$\underline{M_A = F_H \cdot H/2.}$$

$$\rightarrow \sum H = 0: -F_H + H_A = 0 \Rightarrow \underline{H_A = F_H}$$

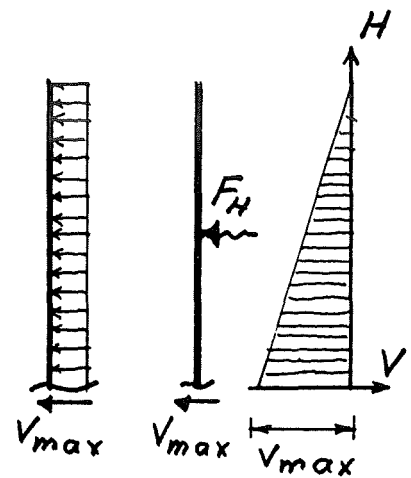


5+6 Tværkraft.

$$\rightarrow \sum H = 0: -F_H - V_{max} = 0 \Rightarrow$$

$$\boxed{V_{max} (V_d) = -F_H} \quad (-) \text{ lastretning}$$

D. v. s. "vægskivens" største tværkraft er lig summen af den vandrette last.

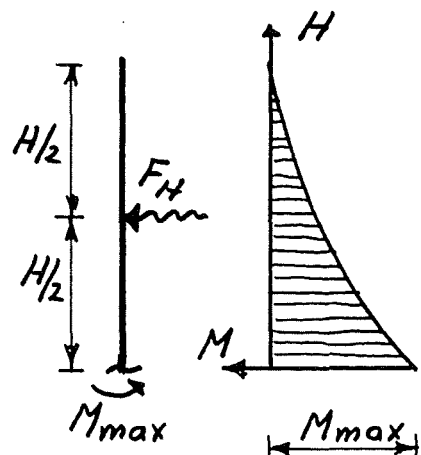


5+7 Moment

$$\uparrow \sum M = 0 \downarrow A: -F_H \cdot H/2 - M_{max} = 0 \Rightarrow$$

$$\boxed{M_{max} (M_d) = -F_H \cdot H/2}$$

(-) refererer til væggen's træk/trykside.

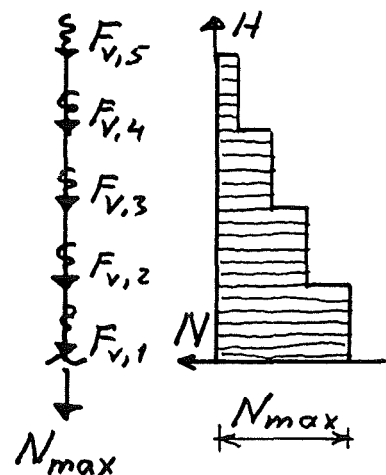


5+8 Normalkraft.

$$\uparrow \sum V = 0: -N_{max} - F_{v,1} - F_{v,2} - F_{v,3} - F_{v,4} - F_{v,5} = 0$$

$$\Rightarrow \boxed{N_{max} (N_d) = -\sum F_V} \quad (-) = \text{tryk}$$

D. v. s. normalkraften er summen af den overliggende lodrette last.



Eksempel "vægskivers"
snitkræfter V_d , M_d og N_d .

Vindlast på tværs af hus.

$$\underline{W_d = 1,0 \text{ kN/m}^2}$$

Egen vægt af gavl.

$$\underline{g = 4,6 \text{ kN/m}^2}$$

Egen vægt af dæk.

$$\underline{g = 3,0 \text{ kN/m}^2}$$

Snitkræfterne findes i
 et snit i overkant af
 nederste dæk.

$$\underline{V_{d,max} = (F_H) = 1,0 \cdot 10 \cdot 12 = 120 \text{ kN}}$$

$$\underline{M_{d,max} = 120 \cdot 6 = 720 \text{ kNm}}$$

Lodret last:

fra dæk.

$$4 \text{ stk } \alpha 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,9/2 \text{ m} = 24,0 \text{ kN/m}$$

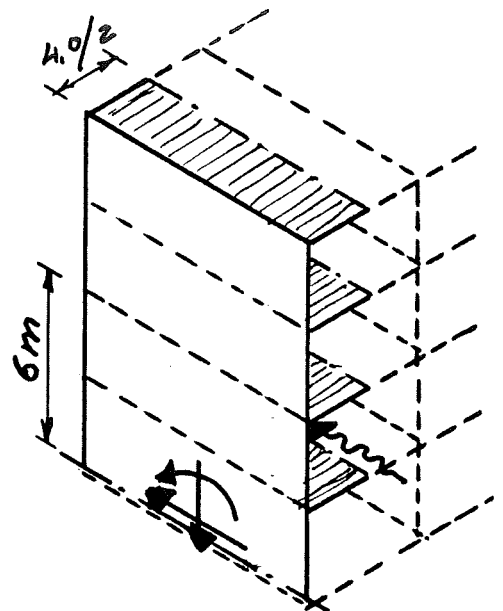
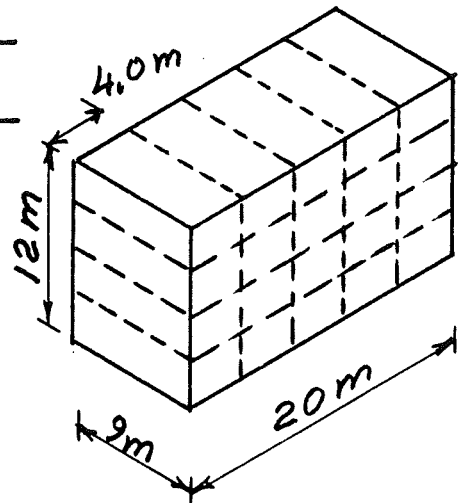
fra gavl.

$$4 \text{ eta. } \alpha 3,0 \text{ m} \cdot 4,6 \text{ kN/m}^2 = 55,2 \text{ "}$$

$$\underline{g_k = 79,2 \text{ kN/m}}$$

$$\underline{N_{d,max} = 79,2 \text{ kN/m} \cdot 9 \text{ m} \cdot 0,85 = 605,9 \text{ kN.}}$$

Beregn V_d , M_d og N_d i
 overkant af midterste
 dæk?



Moment + normalkraft.

En kraft N kan flyttes parallelt når momentet $M = N \cdot e$ tilføjes.

Efter samme regel kan moment + normalkraft opløses til excentrisk normalkraft.

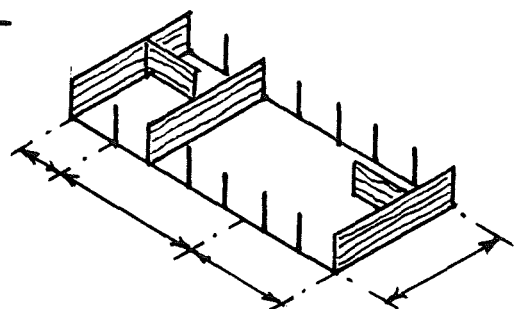
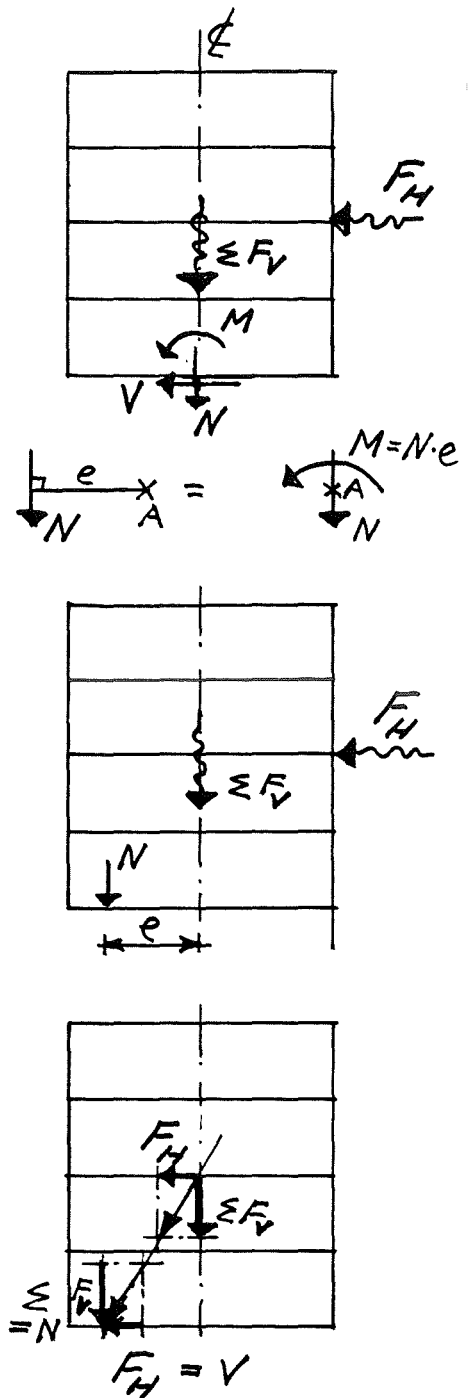
For uarmerede tværsnit skal normalkraften ligge inden for tværsnittet.

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{2}$$

Excentriciteten e kan også findes grafisk.

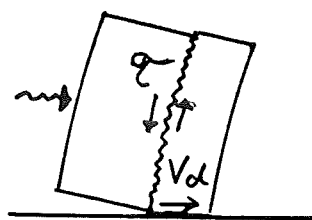
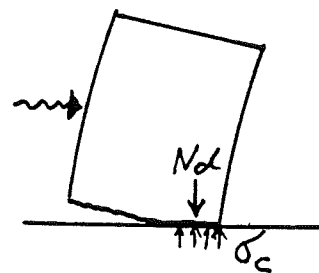
Lastbredde.

Lastbredden for "vægskiver" er som for andre konstruktionselementer fra midte til midte af afstanden mellem væggene.

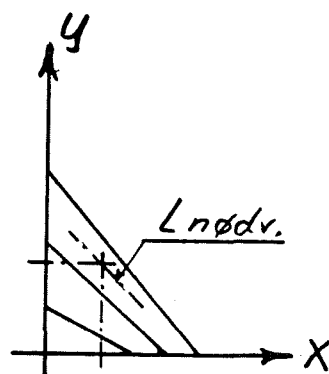


Nødvendig væglængde.

Når "vægskivens" snitkræfter er kendt, kan den nødvendige væglængde findes ved hjælp af kurvebladet for betonkomponentvægge (side 56), hvor indgangsværdierne er:

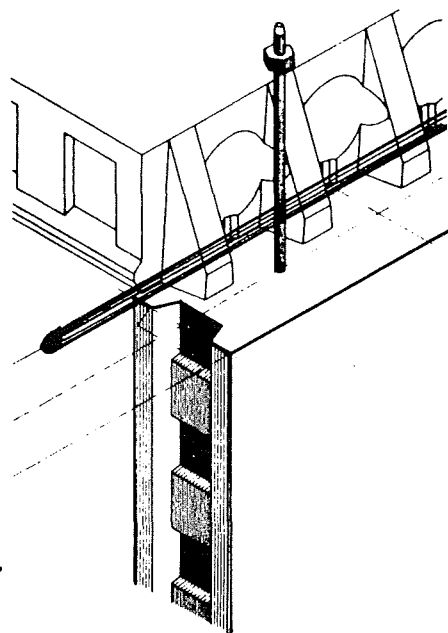


$y = \frac{2 \cdot M_d \text{ kNm}}{q \text{ kN/m}}$	$L_{n\&v}$ iflg. kurveblad <u>side 56.</u>
$x = \begin{cases} V_d \\ 1/3 V_d \\ 0 \end{cases}$	

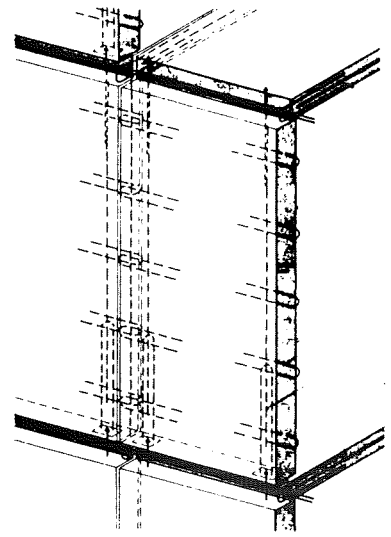


Valg af x .

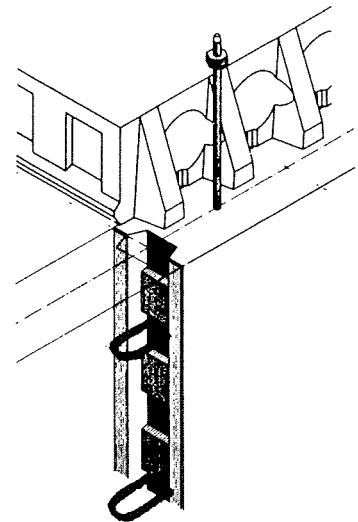
$x = V_d$: betyder at forskydningsspændingerne i de lodrette vægfuger optages af forskydningslåsen, og af armeringen som lægges i etagekrydset. Det er den billigste



Løsning, men kræver samtidig de længste "vægskiver".

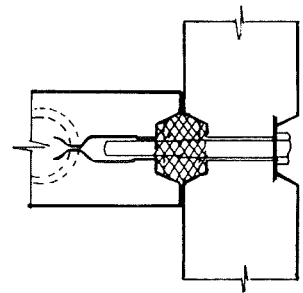


$x = \frac{1}{3} \sqrt{d}$: betyder at armeringen skal være bøjler eller bolte i de lodrette fuger. Dette giver kortere "vægskiver", men er en dyrere løsning og også mere besværlig både på fabrik og på byggeplads.



$x = 0$: vil sige at "vægskiven" er fremstillet som een stor komponent uden lodrette fuger.

Denne løsning bør kun anvendes ved in-situ støbte, armerede vægge.



Eksempel nødvendig væglængde.

Forsættelse af eksempel side 45.

For skydningsarmering i etagekryds.

$$x = V_d = \underline{120 \text{ kN}}$$

$$y = \frac{2 \cdot M_d}{g} = \frac{2 \cdot 720}{79,2} = \underline{18,18}$$

Iflg. kurveblad side 56.

$$\underline{\underline{L_{n\ddot{o}dv.} = 7,7 \text{ m} < L_{virk.} = 9,0 \text{ m}}}$$

For skydningsarmering som bøjler i lodrette fuger.

$$L_{n\ddot{o}dv.} = \underline{\quad ? \quad}$$

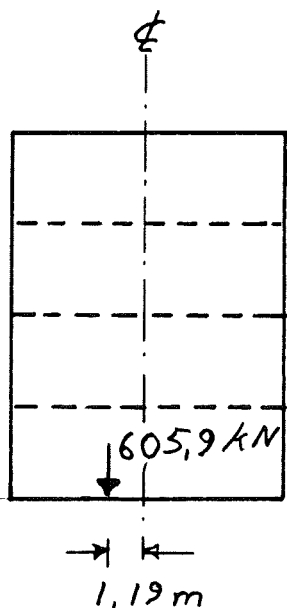
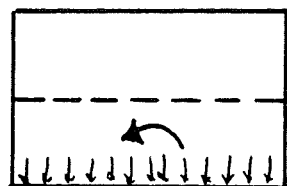
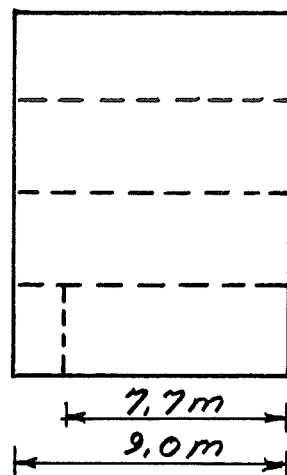
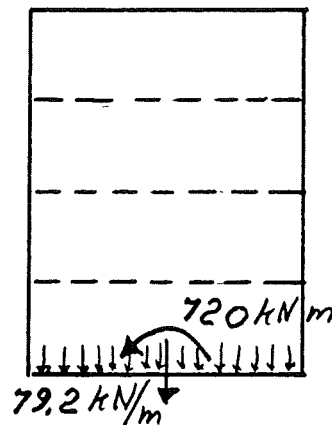
Eksempel lastens excentricitet.

I snittet i overkant nederste etagedæk.

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{720}{605,9} = \underline{1,19 \text{ m} < \frac{9,0}{2} = 4,5 \text{ m}}$$

Beregn e ved overkant mellemste dæk.

$$e = \underline{\quad ? \quad}$$



"Vægskiver" med huller.

Hvis vægskiven har et dørhul vil lasten fordeles på de 2 vægafsnit, og størrelsen af lasten vil være bestemt af deres stivhed, det vil sige:

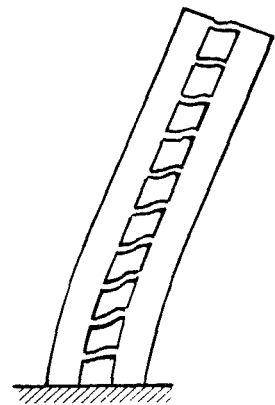
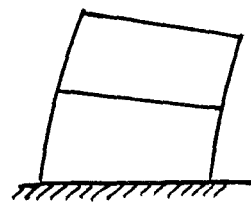
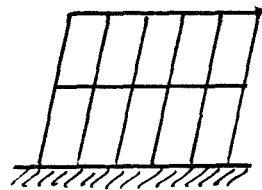
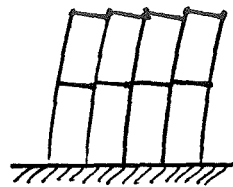
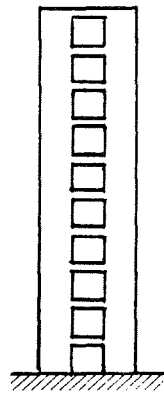
1. Glidning i fuger.
2. Forskydningsspændinger.
3. Bøjningsspændinger.

Ved fordeling af lasten ses der i betonkomponenten bort fra 1 og 2.

Men først skal der opstilles en statistisk model

1. Døroverliggeren deltager så godt den kan, dens stivhed er meget lille i forhold til delvæggens stivhed.

Denne model giver meget regnearbejde, så den forkastes her.



2. Døroverliggeren deltaget ikke, d.v.s. der regnes som om den er hængslet på væg 1 og 2, (Charnier).

Den del af den samlede vandrette last som delvæggene optager, er bestemt af deres indbyrdes stivhed mod udbøjning, og da væg 1 og væg 2 har samme udbøjning på grund af dæk og dørbjælke, er det muligt at bestemme lastfordelingen.

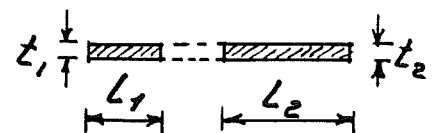
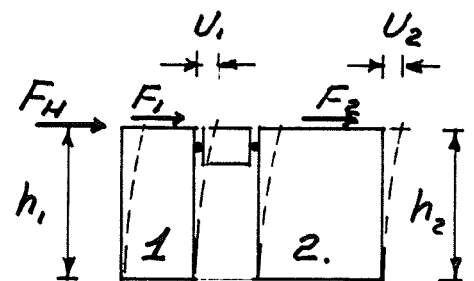
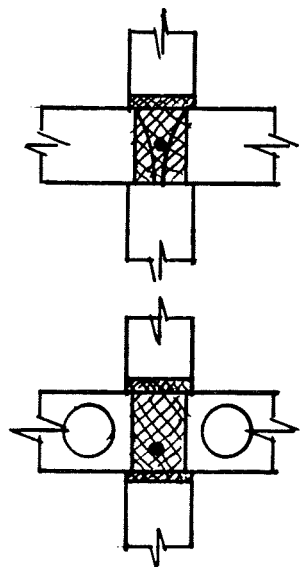
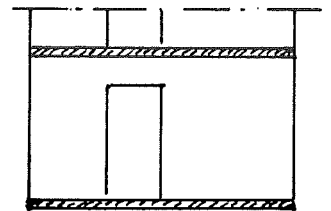
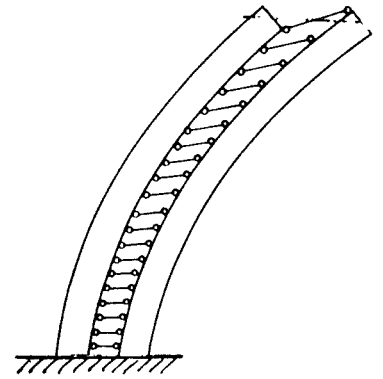
$$U_1 = U_2, \quad F_H = F_1 + F_2.$$

$$U_1 = \frac{1}{3} \cdot \frac{F_1 \cdot h_1^3}{E_1 \cdot I_1} = U_2 = \frac{1}{3} \cdot \frac{F_2 \cdot h_2^3}{E_2 \cdot I_2}$$

$E_1 = E_2$, samme beton.

$h_1 = h_2$, samme væghøjde.

$$\frac{F_1}{I_1} = \frac{F_2}{I_2}$$



For rektangulært tværsnit.

$$\frac{F_1}{\frac{1}{12} \cdot t_1 \cdot L_1^3} = \frac{F_2}{\frac{1}{12} \cdot t_2 \cdot L_2^3}$$

$t_1 = t_2$, samme vægtykkelse.

$$\frac{F_1}{L_1^3} = \frac{F_2}{L_2^3} = \frac{F_1 + F_2}{L_1^3 + L_2^3} = \frac{F_H}{L_1^3 + L_2^3} \Rightarrow$$

$$F_1 = F_H \cdot \frac{L_1^3}{L_1^3 + L_2^3}$$

eller mere generelt.

$$F_i = F_H \cdot \frac{L_i^3}{L_1^3 + L_2^3 + \dots + L_n^3}$$

Da tværkraften V_d er lig den samlede vandrette last F_H , kan "delstivernes" tværkraft findes af:

$$V_{d,i} = V_d \cdot \frac{L_i^3}{L_1^3 + L_2^3 + \dots + L_n^3}$$

og delstivens moment

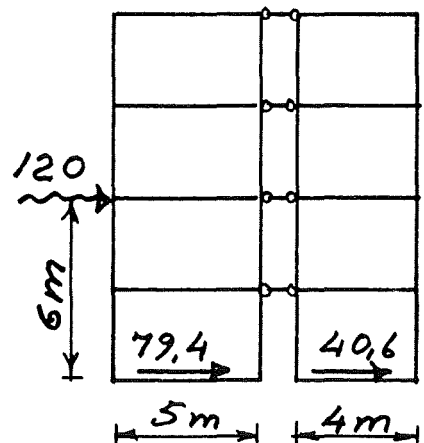
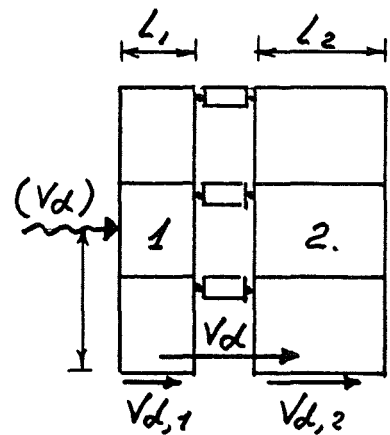
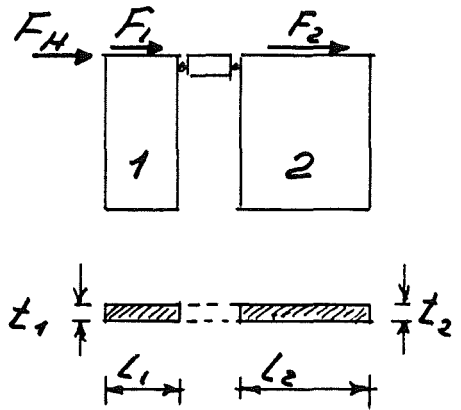
$$M_{d,i} = V_{d,i} \cdot h$$

Eksempel.

$$V_{d,1} = 120 \cdot \frac{5^3}{5^3 + 4^3} = 79,4 \text{ kN}$$

$$V_{d,2} = 120 \cdot \frac{4^3}{5^3 + 4^3} = 40,6 \text{ "}$$

$$\underline{V_d = 120,0 \text{ kN}}$$



Armerede „vægskiver“

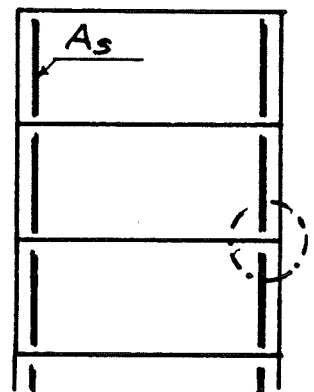
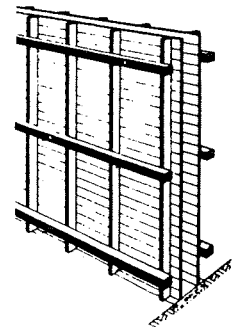
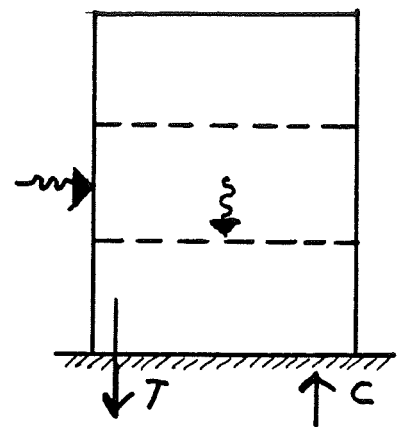
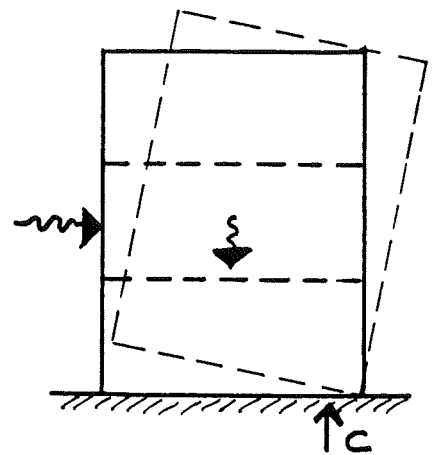
Det kan være nødvendigt at armere de stabiliserende „vægskiver“ f. eks:

Hvis den lodrette last er lille.

Hvis der er krav om korte vægge.

Hvis der kun må være få vægge.

Løsningen kan være vægge støbt in-situ, men i montagebyggeri hvor kun nogle få vægge skal støbes er det en uacceptabel løsning. I stedet bør vælges armerede, prefabriterede vægge med monterbare armeringsforbindelser fra vægelement til vægelement. Der er flere løsninger på denne forbindelse:



Udstøbningsmuffe.

Gerindmuffe.

Boltsamling.

Bøjler + låsejern

Kanaler til udstøbning.

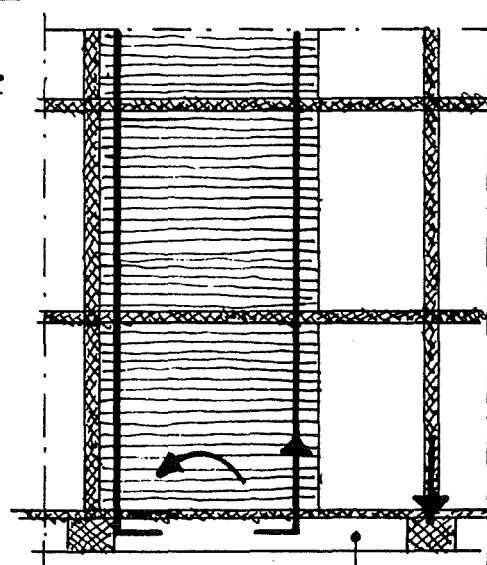
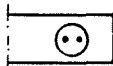
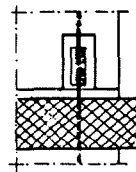
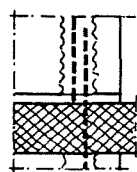
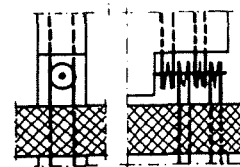
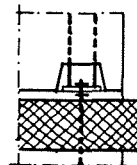
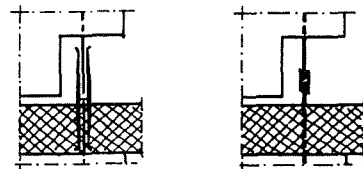
svejsning.

Længden på armerede
"vægskiver" kan med
god tilnærmelse bestem-
mes ud fra deres bjæl-
kefunktion.

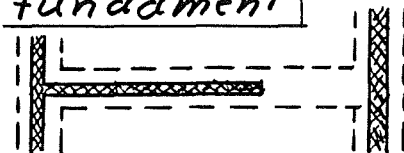
$$L \approx 40 \sqrt{\frac{M_d \text{ (kNm)}}{z \text{ (m)}}} = \text{mm.}$$

Fundamenter under arme-
rede, stabiliserende vægge.

Da armeringstroekket ikke
kan forankres i jorden,
er det nødvendigt med
en armeret fundaments-
bjælke, for at få de op-
adrettede kræfter over til
de belastede vægge, som
virker som modvægt
mod væltning.

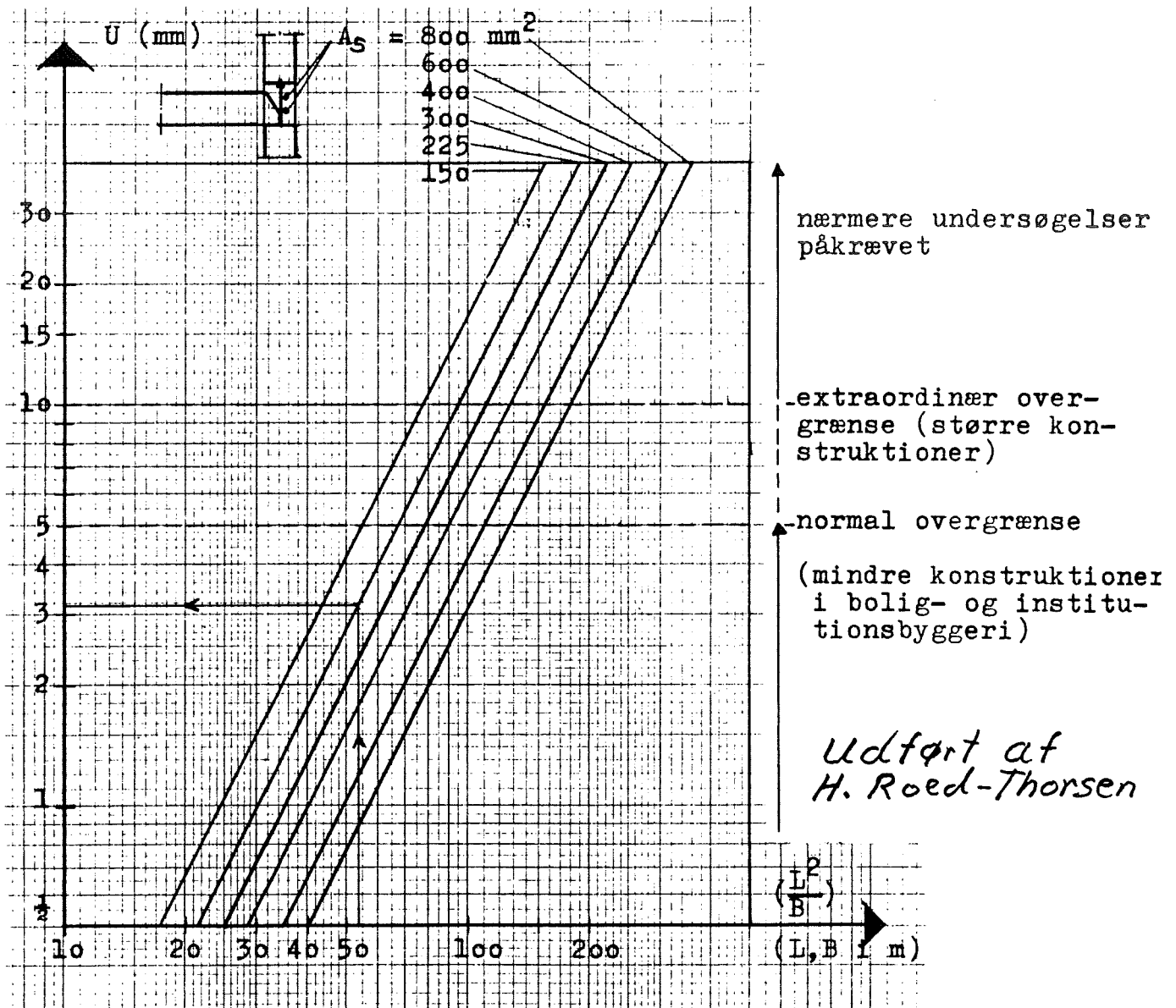
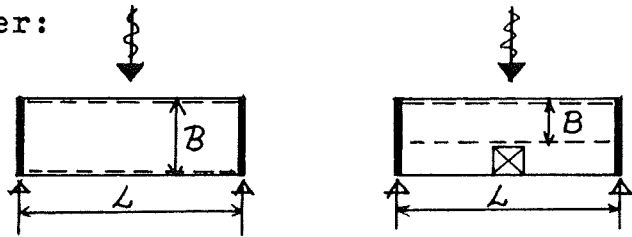


Armeret
fundament



S K I V E K O N S T R U K T I O N

Skøn over komponentdæks stivhedsforhold under forudsætning af lavt byggeri (3-5 etager), normal etagehøjde (~3 m), revnet tværsnit (bøjning) og $L \geq 2B$. B er effektiv bredde jfr. viste figurer:



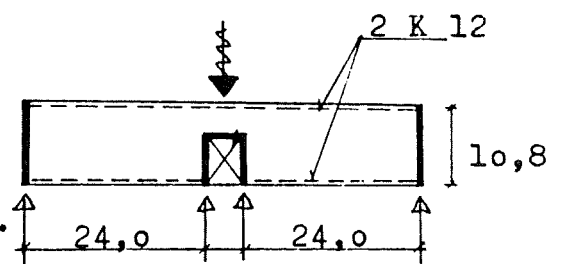
EKSEMPEL

For viste planløsning - vægge med afstivende funktion i gavle og langs trapperum - fås $L = 24,0$ m ; $B = 10,8$ m.

Med en valgt randarmering på 2 K 12

fås: $A_s = 226$ mm² ; $L^2/B \sim 53 \Rightarrow U \sim 3,2$ mm (→).

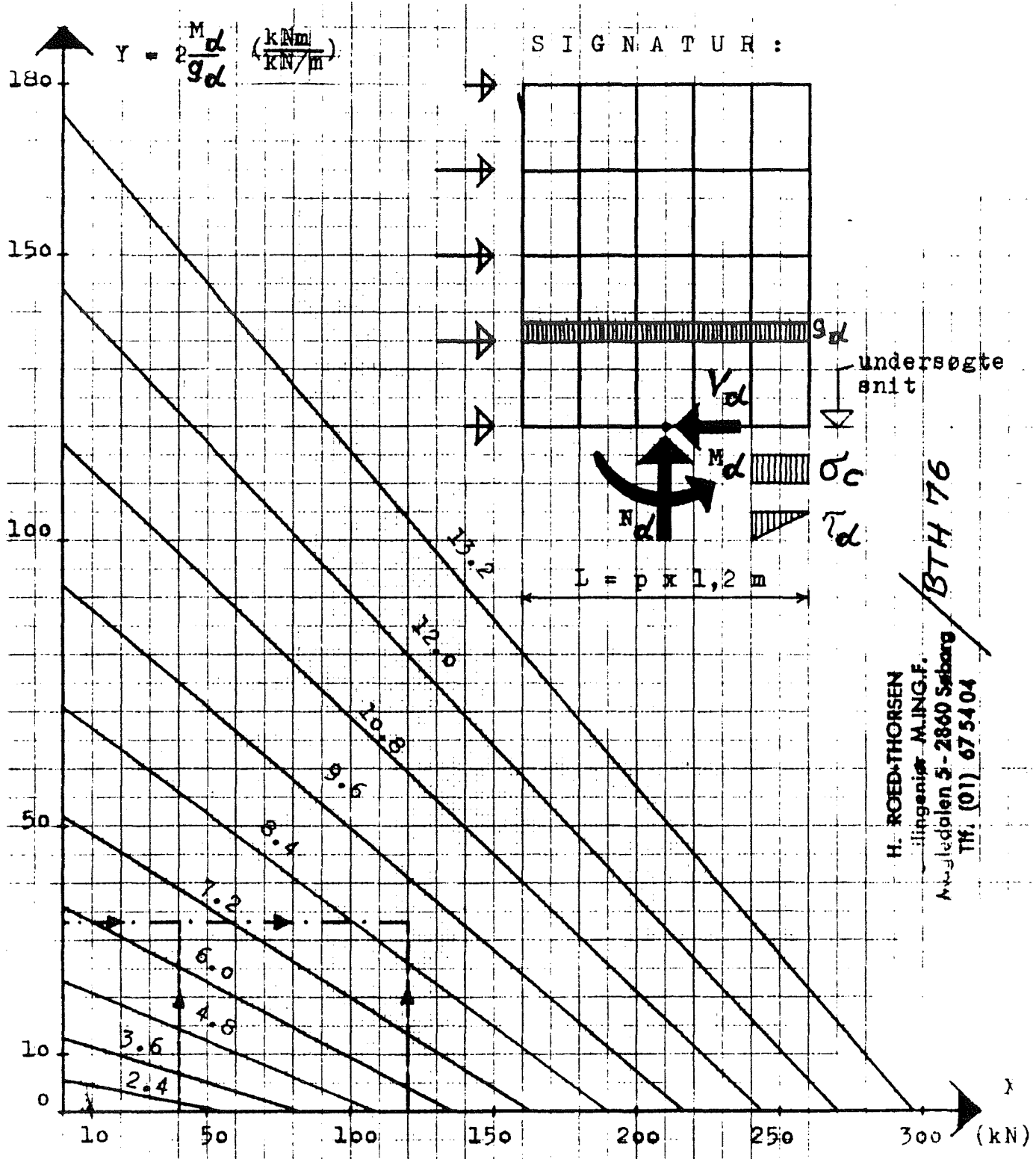
$U \sim 3,2$ mm $< U_{till} = 5$ mm (valgt forudsætning).



SKIVEKONSTRUKTION

150 mm lige betonkomponentvægges omtrentlige skiveegenskaber (nødvendig længde i multiplum af 1,2 m), når eventuelle lodrette fuger fortandes og:

- a. fugearmering alene placeres ud for dækkonstruktion : vælg $X = V_d$
- b. fugearmering er bøjler/bolte i fuger : vælg $X = \frac{1}{3}V_d$
- c. konstruktionen er uden lodrette fuger (1 komponent) : vælg $X = (0)$

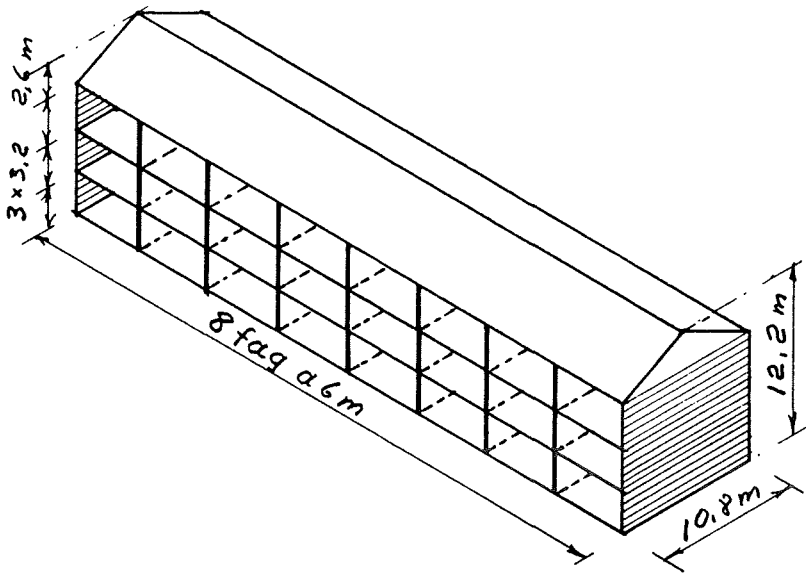


H. ROEDTHORSEN
 Ingeniør M.ING.F.
 Anjedalen 5 - 2860 Søborg
 Tlf. (01) 67 54 04
 BTH 76

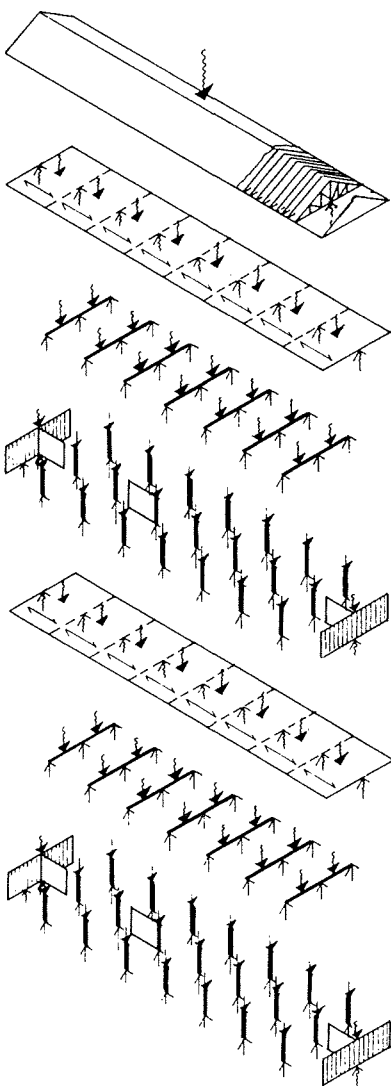
EKSEMPEL : En statisk analyse har ført til følgende statiske udfaldskrav (ydeevnekrav): $M_d = 500$ kNm; $V_d = 120$ kN; $g_d = 30$ kN/m.

Ved at beregne $Y = 2M_d/g_d = 33,3$ og vælge X (se ovenfor) fås:

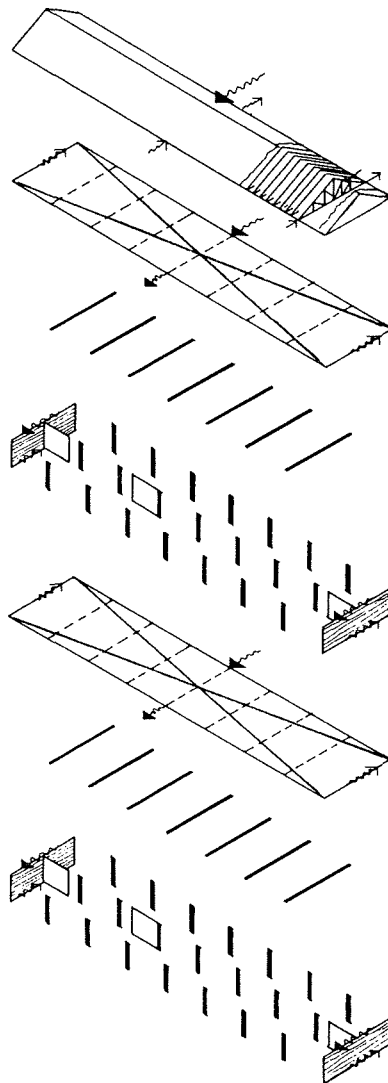
- a. fugearmering koncentreret i dækfuger fordrer $L = 9,6$ m. ($X = 120$)
- b. fugearmering som bøjler i fuger kan realiseres for $L = 7,2$ m. ($X = 40$)
- c. vægskiven leveret som een komponent kræver $L = 6,0$ m. ($X = 0$)

Eksempel - øvelse.Overslagsdimensionering.

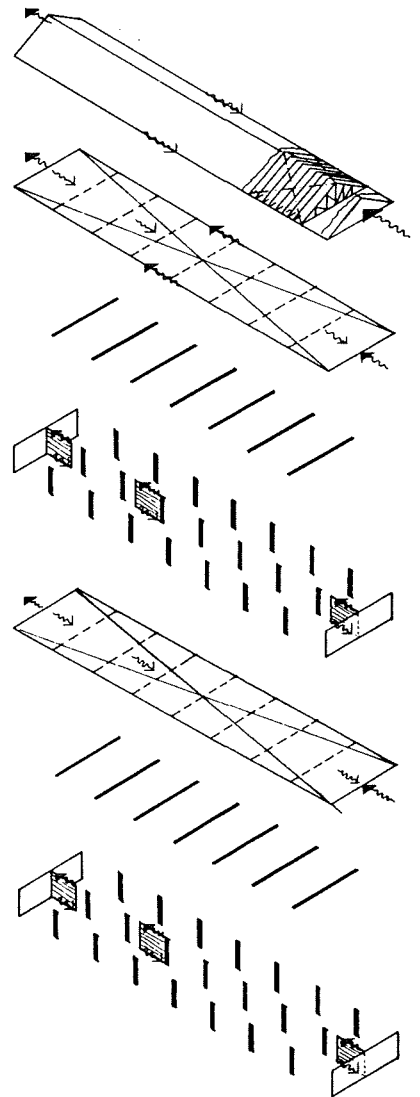
Huset ønskes
projekteret
som beton-
elementbyg-
geri.



O.S.V.



O.S.V.



O.S.V.

58.

Projektforslag.Bærende system.Etagedæk. $L = 6.0\text{ m}$

$$\text{Nyttelast.} \quad \underline{2,50 \text{ kN/m}^2}$$

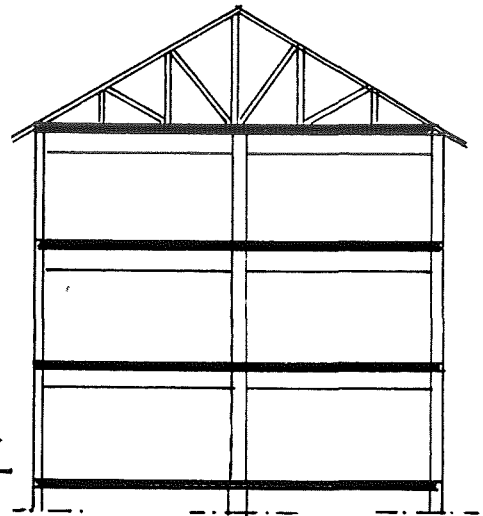
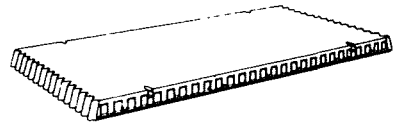
$$\text{Lette vægge.} \quad 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Gulv} \quad \underline{0,50 \text{ ''}}$$

$$\text{Ialt hvilende last.} \quad \underline{2,00 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Samlet korr. last} \quad \underline{4,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{Regn. last } 2,0 \cdot 1,0 + 2,5 \cdot 1,3 = \underline{5,25 \text{ kN/m}^2}$$

Spanmax Px 18.

$$\text{Regn. bæreevne} = \underline{8,8 \text{ kN/m}^2} \approx 5,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Balance bæreevne} = \underline{2,8 \text{ kN/m}^2}$$

Da balancebæreevnen er $\underline{0,8 \text{ kN/m}^2}$ større end hvilende last er valget Px18 ok.

$$r_d = 5,25 + 2,90 = \underline{8,15 \text{ kN/m}^2}$$

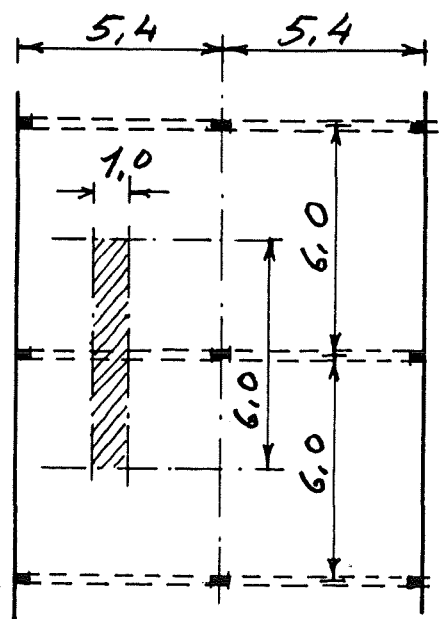
Tagdæk.

$$\text{Sne } 0,75 \cdot 1,3 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tag } 0,50 \cdot 1,0 = 0,50 \text{ ''}$$

$$\text{Dæk } 2,90 \cdot 1,0 = 2,90 \text{ ''}$$

$$\underline{4,40 \text{ kN/m}^2}$$

Etagebjælker.

$$M_d = \frac{1}{8} (8,15 \cdot 6,0 + 3,0) \cdot 5,4^2 = \underline{189 \text{ kNm}}$$

$$h \approx \frac{1}{10} \cdot 5400 = 540 \text{ mm}$$

59.

Valg "spøndbeton RB 24/48."

$$M_{ud} = \underline{294 \text{ kNm}} > M_d = \underline{189 \text{ kNm}}$$

Deformation ($h > 1/10 \cdot L$)

$$M_g = 1/8 \cdot [(2,0 + 2,9) \cdot 6,0 + 3] \cdot 5,4^2 = \underline{118 \text{ kNm}}$$

$$M_g = \underline{118 \text{ kNm}} < M_{bal} = \underline{131 \text{ kNm}}$$

Fri højde.

$$3200 - 100 - 180 - 480 = \underline{2440 \text{ mm}}$$

Tagbjælker.

Dimension og dokumentation.

søjler.

Midtersøjle i stueetage.

3 vederlag $\alpha 150 = \underline{450 \text{ mm}}$.

søjlebredde = bjælkebredde

Dim. 240 x 450 mm.

Last uden hensyn til ψ

$$\phi. \text{ eta. } 4,40 \cdot 6,0 \cdot 5,4 = 143 \text{ kN}$$

$$m. \text{ " } 8,15 \cdot 6,0 \cdot 5,4 = 264 \text{ "}$$

$$n. \text{ " } 8,15 \cdot 6,0 \cdot 5,4 \cdot 1,25 = 330 \text{ "}$$

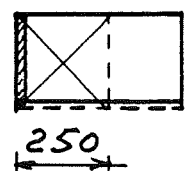
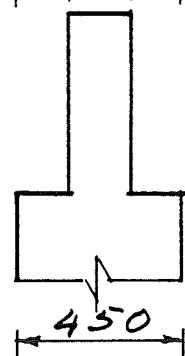
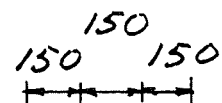
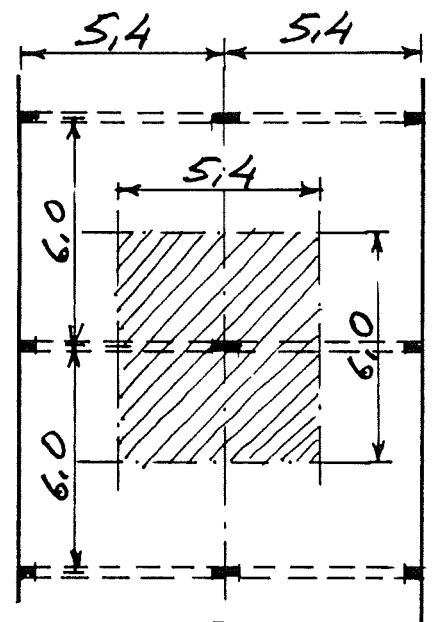
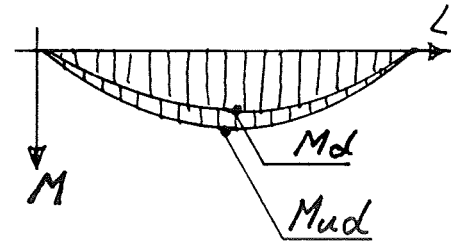
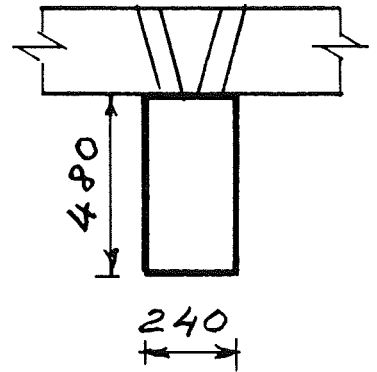
$$\underline{N_d \cdot k = 737 \text{ kN}}$$

Iflg. T.S. 250 x 250 mm, $L_s = 3,0 \text{ m}$

$$N_{ud} = \underline{726 \text{ kN}} \quad (250 \times 250)$$

$$N_{ud} = 726 \frac{450}{250} \sim \underline{1307 \text{ kN}} \quad (250 \times 450)$$

$$N_{ud} = \underline{1307 \text{ kN}} \geq N_d = 737 \text{ kN}$$



10240

Midtersøjle øverste etage.

2 vederlag $\alpha 150 = 300 \text{ mm}$.

Dim. $240 \times 300 \text{ mm}$.

$$N_{ud} \sim 726 \cdot \frac{300}{250} = \underline{871 \text{ kN}}$$

$$\underline{N_d \cdot k = 143 \cdot 1,25 = 179 \text{ kN} \leq N_{ud} = 871 \text{ kN.}}$$

Facadesøjle nederste etage.

Dimension og dokumentation?

Kælderetage in-situ.

Dimensionering og dokumentation for:

Dæk?

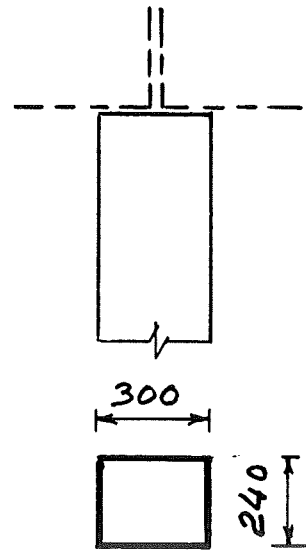
Bjælker?

Søjler?

Udv. vægge?

Indv. vægge?

Sikringsrum?



stabiliserende systemer.Vind på tværs,

$$W_{F,d} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 12,2 \cdot 48 \sim \underline{760 \text{ kN.}}$$

Vind på langs,

$$W_{G,d} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 12,2 \cdot 10,8 \sim \underline{170 \text{ kN.}}$$

Masselast,Lodret,

$$10 \cdot 48 \cdot 10,8 \cdot 3 \sim \underline{15550 \text{ kN.}}$$

Vandret,

$$R_{mas.} = 1,5/100 \cdot 15550 \sim \underline{230 \text{ kN.}}$$

Den vandrette last som huset skal beregnes for.

$$\underline{W_{G,d} = 170 < R_{mas} = 230 < W_{F,d} = 760.}$$

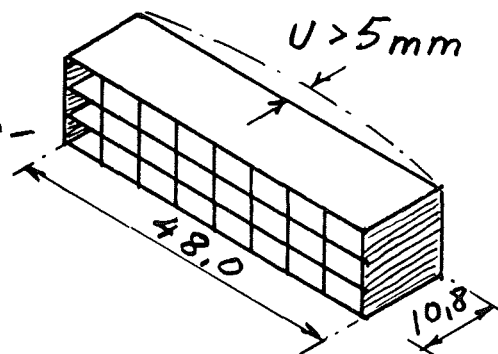
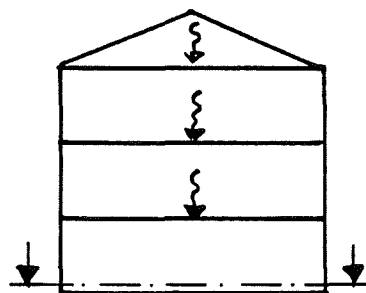
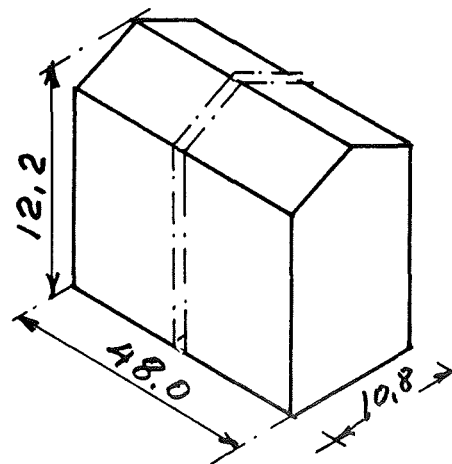
Tværstab. $W_{F,d} = \underline{\underline{760 \text{ kN}}}$

Længdestab. $R_{mas} = \underline{\underline{230 \text{ kN}}}$

"Dækskive"

Gavlene alene som tværstabiliserende vægge.

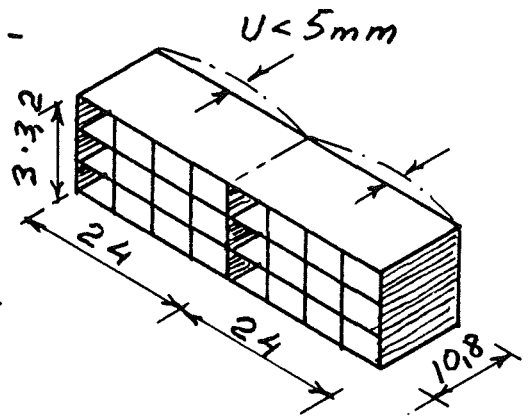
$$\frac{L^2}{B} = \frac{48^2}{10,8} = \underline{213} \rightarrow \text{uacceptabel udbøjning. \%}$$



Gavlene og en træ-
væg i midten stabilise-
rer.

$$\frac{L^2}{B} = \frac{24^2}{10,8} = 53 \rightarrow \underline{U < 5 \text{ mm.}}$$

Armering vælges i for-
projekt.



Trærstabilitet.

Trævæggen i midten
deles til 2 vægge p.g.a.
1m. dørhul i midten.

$$L = \frac{10,8 - 1,0}{2} = \underline{4,9 \text{ m.}}$$

Last og snitkræfter
på een 4,9 m. væg.

$$W_{F,d} = 760 \cdot \frac{24}{48} \cdot \frac{1}{2} = \underline{190 \text{ kN}}$$

$$M_d = 190 \cdot \frac{3 \cdot 3,2}{2} = \underline{912 \text{ kNm}}$$

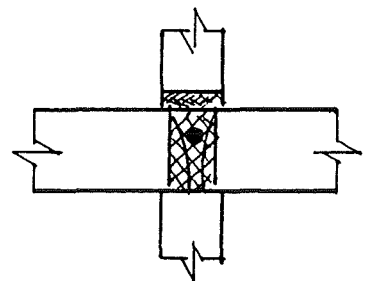
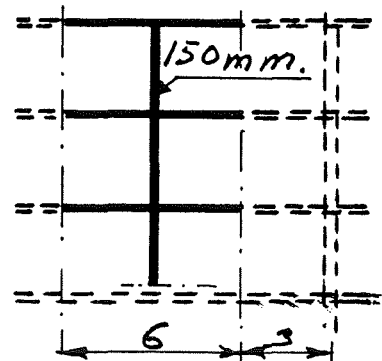
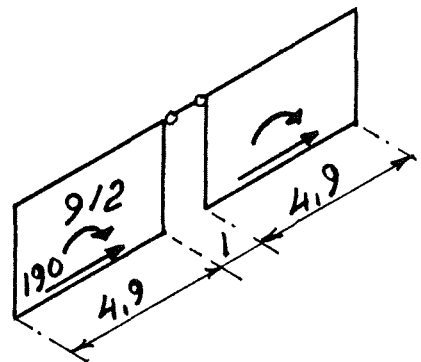
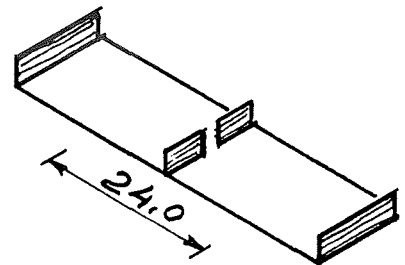
$$g = 6 \cdot 2,9 \cdot 3 + 3 \cdot 3,2 \cdot 0,15 \cdot 24 = \underline{87 \text{ kN/m}}$$

Armering i etagekryds.

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{2 \cdot 912}{87} = \underline{21} \\ x &= V_d = \underline{190} \end{aligned} \right\} \underline{L = 10,3 > 4,9 \%}$$

Arm. bøjler i lodret fuge.

$$\left. \begin{aligned} y &= \underline{21} \\ x &= \frac{1}{3} \cdot V_d = \frac{1}{3} \cdot 190 \approx \underline{64} \end{aligned} \right\} \underline{L = 6,1 > 4,9 \%}$$



2 × 2 tværvægge d 4,9 m.

$$W_{Fd} = V_d = 760 \frac{15}{48} \cdot \frac{1}{2} = \underline{119 \text{ kN.}}$$

$$M_d = 119 \cdot \frac{3 \cdot 3,2}{2} = \underline{571 \text{ kNm.}}$$

$$g = \underline{87 \text{ kN/m.}}$$

Armering i etagekryds.

$$\left. \begin{array}{l} y = \frac{2 \cdot 571}{87} = 13 \\ x = V_d = 119 \end{array} \right\} L = 7,0 > 4,9 \text{ m.}$$

Armering i lodret fuge.

$$\left. \begin{array}{l} y = 13 \\ x = \frac{1}{3} V_d = \frac{1}{3} \cdot 119 = 39,3 \end{array} \right\} \begin{array}{l} L = 4,5 \text{ m} \\ < 4,9 \text{ m.} \end{array}$$

Kan dørhul flyttes væk fra ganglinje.

$$L_1 = 5,4 + 0,2 = \underline{5,6 \text{ m.}}$$

$$L_2 = 10,8 - 5,6 - 1,0 = \underline{4,2 \text{ m.}}$$

$$V_{d,1} = 760 \frac{15}{48} \cdot \frac{5,6^3}{5,6^3 + 4,2^3} = \underline{167 \text{ kN.}}$$

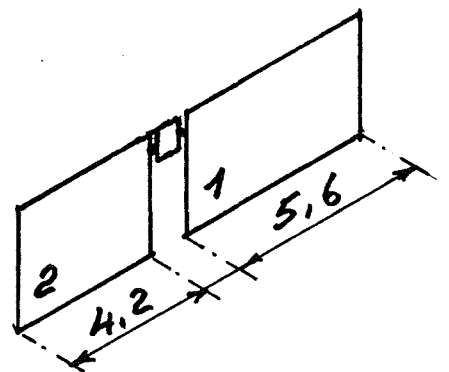
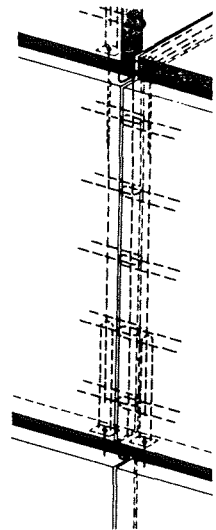
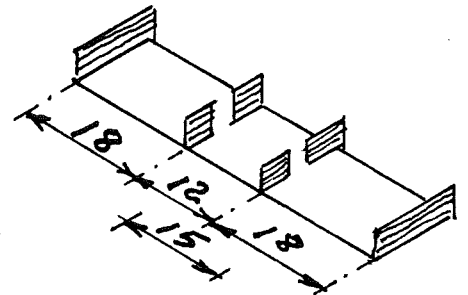
$$V_{d,2} = 760 \frac{15}{48} \cdot \frac{4,2^3}{5,6^3 + 4,2^3} = \underline{70 \text{ kN.}}$$

5,6 m. væg med bøjler.

$$V_d = \underline{167 \text{ kN.}}$$

$$M_d = 167 \cdot \frac{3 \cdot 3,2}{2} = \underline{802 \text{ kNm.}}$$

$$g = \underline{87 \text{ kN/m.}}$$



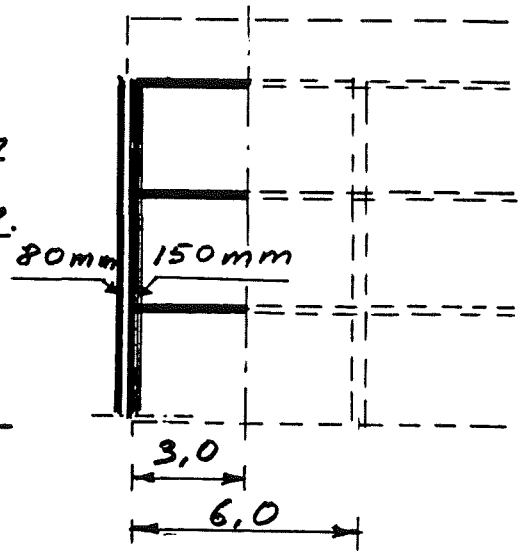
64.

$$y = \frac{2 \cdot 802}{87} = 18$$

$$x = \frac{1}{3} \cdot V_d = \frac{1}{3} \cdot 167 = 56$$

$$L = 5,5 \text{ m}$$

$$L < 5,6 \text{ m}$$



"Gavlskiver" uden huller.

Arm. i eta. kryds.

" i lodr. fuge } ?

$L_{n\ddot{o}dv} \hat{=} L_{virk}$

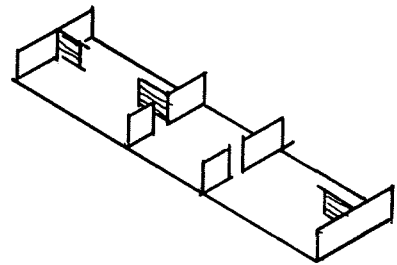
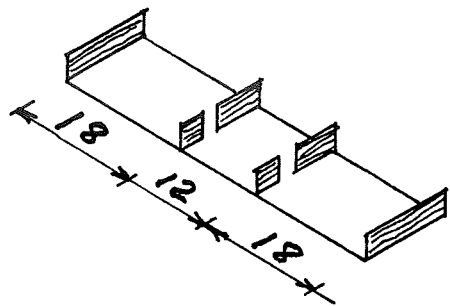
Længdestabilitet.

"Voegskiver" uarmeret.

Arm. i eta. kryds.

" i lodr. fuge. } ?

$L_{n\ddot{o}dv} \hat{=} L_{virk}$



Armerede "vægskiver."

$$n = \underline{3 \text{ vægge} > 2 \text{ stk.}}$$

$$R_{mas} = \frac{1}{3} \cdot 230 = \underline{77 \text{ kN}}$$

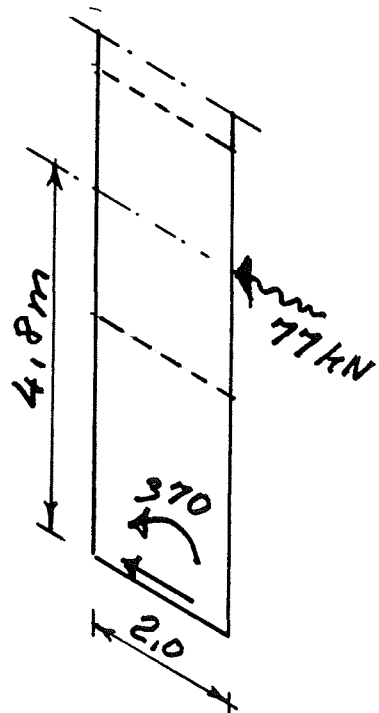
$$M_d = 77 \cdot 4,8 = \underline{370 \text{ kNm}}$$

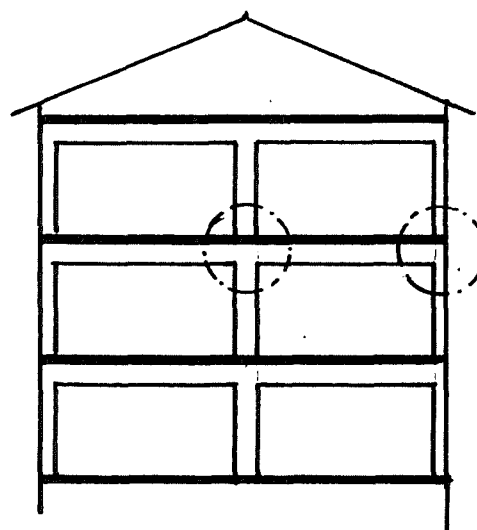
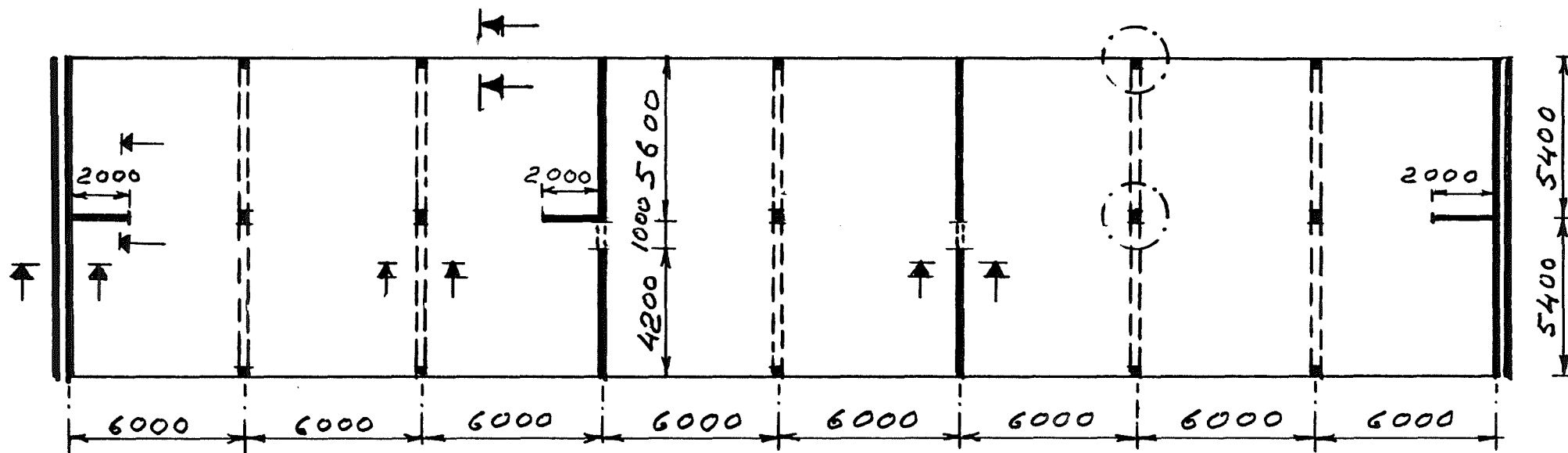
$$L \hat{=} 40 \cdot \sqrt{\frac{370}{0,15}} \approx \underline{2000 \text{ mm}}$$

Alternativt valg.

3 stk 150 mm vægge α

2,0 m.





○ Detaljer
 og snit
 der skal
 tegnes i
 mål 1:5.

Dimensioner.

Gavle.	150 + 80 mm.
Tværvægge.	150 mm.
Længdevægge.	150 mm. arm.
Midtersøjler.	240 × 450 mm.
Facadesøjler.	240 × 300 mm.
Bjælker.	240 × 480 mm.
Dæk.	180 mm
Spær.	

Spændinger i „dækskiver.“

For vindlast vinkelret på facaden hvor dækket bliver belastet på sin længste kant (L) beregnes for bjælkefunktion d.v.s.

Last:

$$W_d = q (c_{luv} + c_{le}) \cdot \gamma_w \cdot h \quad (\text{kN/m})$$

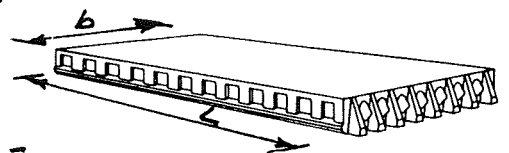
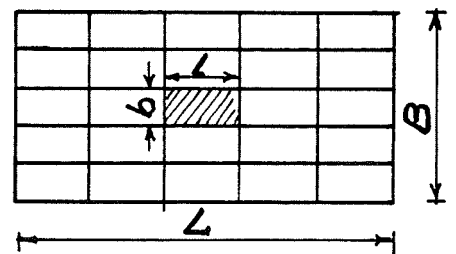
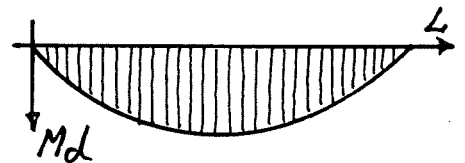
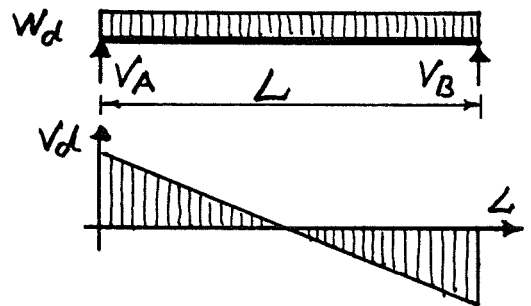
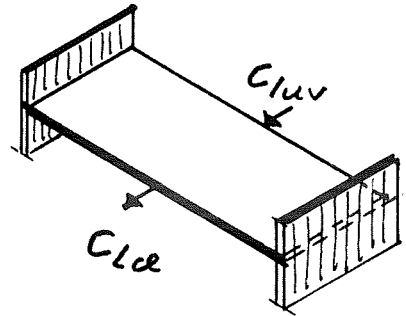
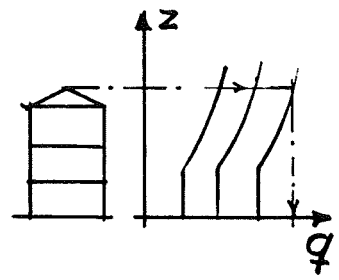
Træerkraft:

$$V_d = V_A = V_B = \frac{1}{2} \cdot W_d \cdot L \quad (\text{kN})$$

Moment:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot W_d \cdot L^2 \quad (\text{kNm})$$

„Dækskiven“/komponenten der beregnes består af dækelementer/delkomponenter, og for at få det hele til at hænge sammen d.v.s. optage de indre snitkræfter M_d og V_d er dækkanterne (fugerne) udført med forskydningslåse, som skal armeres.



Bøjning.

Momentet (M_d) fra de ydre kræfter skal modsvares af et indre moment (M_{sud}).

$$\underline{M_d \leq M_{sud}}$$

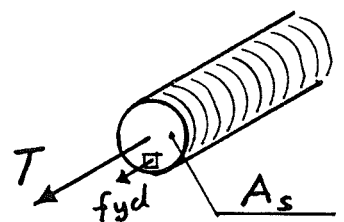
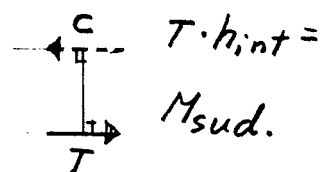
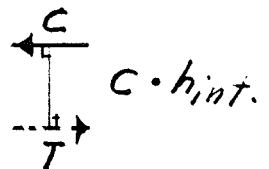
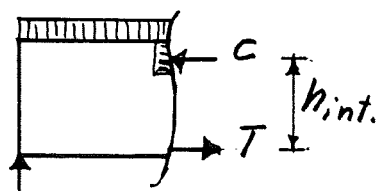
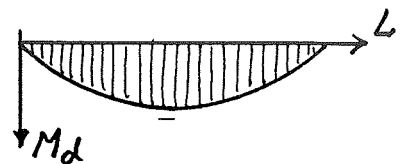
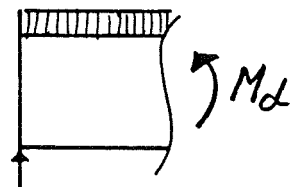
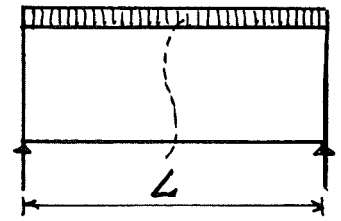
Det indre moment dannes af kraftparret $C \cdot h_{int}$ eller $T \cdot h_{int}$ hvor C er betontrykre-sultanten og h_{int} er den indre momentarm og T er armeringstræk-
ket.

Målet her er at bestemme hvor meget armeringsareal (A_s) der skal lægges i fugen, samt at bæreevnebestemme (M_{sud}) ud fra den valgte armering.

$$\underline{h_{int} \sim 0,8 \cdot B}$$

og trækket

$$\underline{T = A_s \cdot f_{yd}}$$



$$M_d \cong M_{sud} = T \cdot h_{int}$$

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

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

Armeringen skal være gennemgående og ligge i en fuge der udstøbes efter montage.

Når „dækskiven“ ikke har sin fulde bredde overalt er $h_{int} \neq 0,8 \cdot B$.

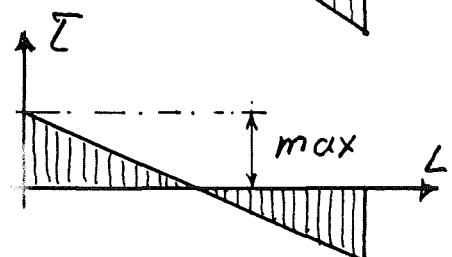
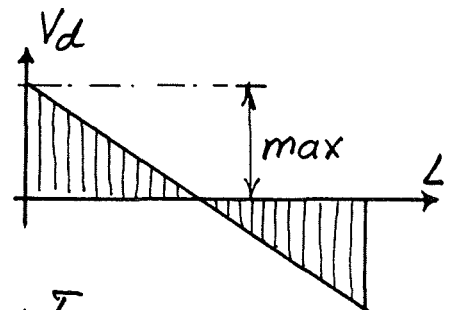
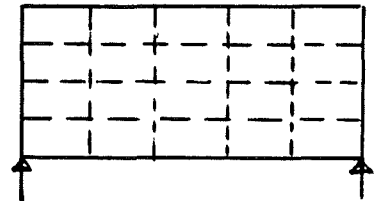
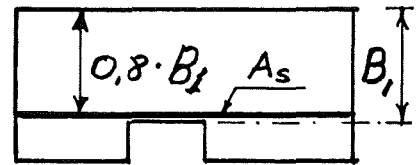
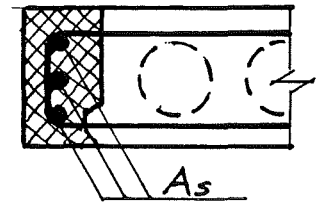
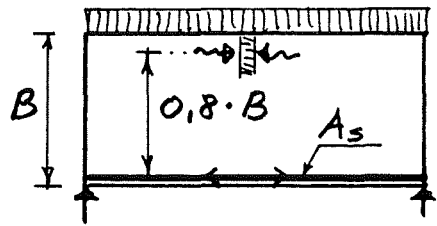
Forskydning.

Fugerne mellem „dækskivens“ delkomponenter er konstruktionens svage led.

Forskydningsspændingerne findes af.

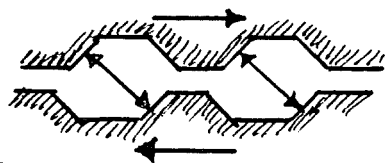
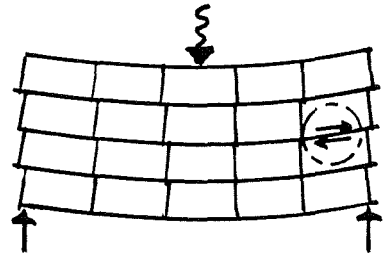
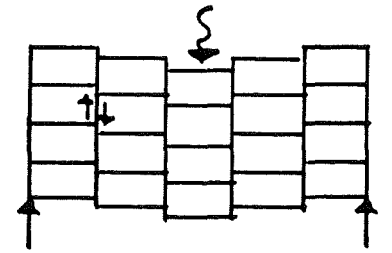
$$\tau_{max} = \frac{V_d(\max)}{0,8 \cdot B \cdot t} \cong 0,3$$

Da V_d er eneste variable har τ - og V -kurve samme form.



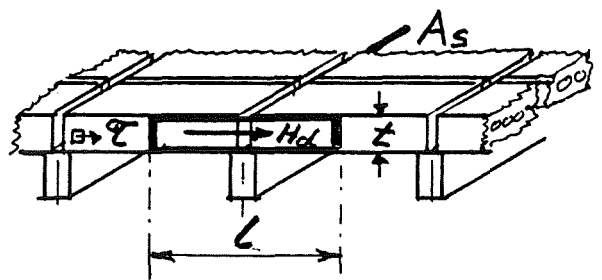
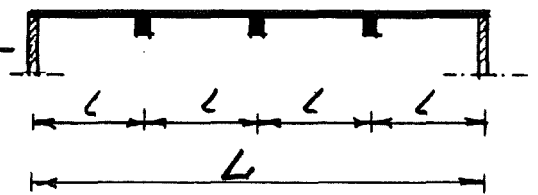
For skydnings spændingerne er lige store i to på hinanden vinkelrette snit, d. v. s. lige store i træer- og langsgående fuger.

På grund af forskydningslåsens udformning giver forskydningskraften (H_d) et træke vinkelret på fugen så den åbner sig, dette betyder at der skal forskydningsarmeres vinkelret på den aktuelle fuge.



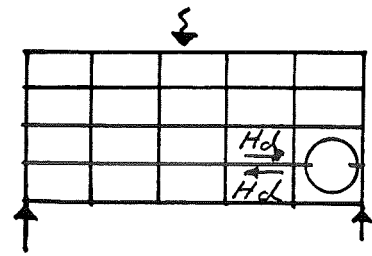
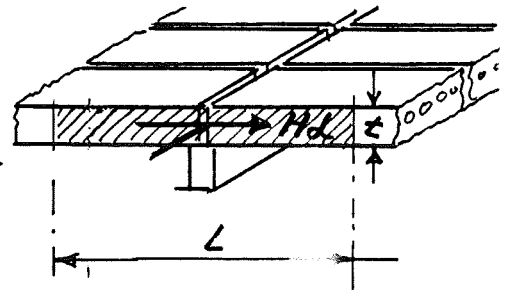
For skydning i fuger parallel med facaden.

Armeringen i en på forskydningsnittet vinkelret fuge skal optage trækket fra forskydningen på området midte fag til midte fag (l).



$$H_d = T_{\max} \cdot l \cdot t.$$

Forskydningskraften (H_d) kan opløses i træk (T) vinkelret på fugen, og trykket (C) vinkelret på forskydningslåsens skrå anlæg. Trykket kan betonen optage og trækket skal der armeres for.



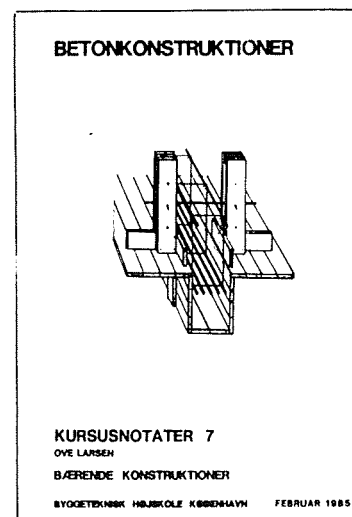
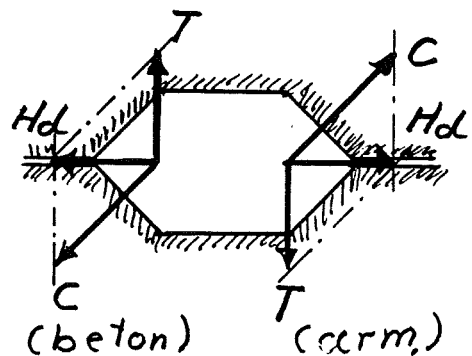
$$T \sim H_d$$

Trækket T har tilnærmest samme størrelse som H_d .

Den nødvendige armeringsmængde (A_s) der skal til for at optage kraften (H_d) findes af.

$$A_s \cong \frac{H_d}{f_{yd}}$$

Hvor den regningsmæssige styrke (f_{yd}) bestemmes blandt



andet af den armeringstype der anvendes.

As lægges som en gennemgående armering i fugerne vinkelret på facaden, og det er uden betydning om det er en dækfuge ved væg eller bjælke.

Ved „dækskivens kant bøjes armeringen rundt om kantarmeringen og tilbage i fugen med en forankringslængde $L_a + 50\%$.

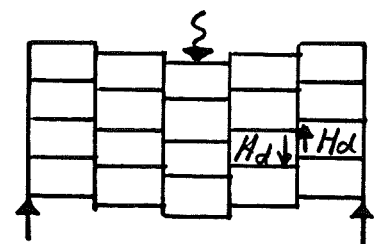
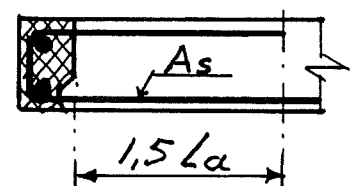
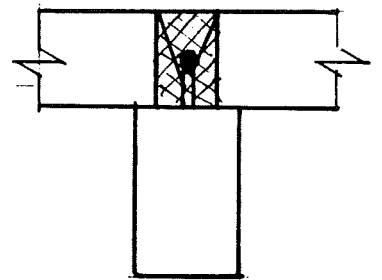
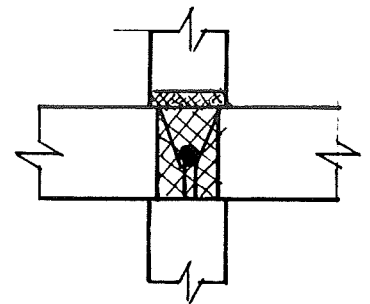
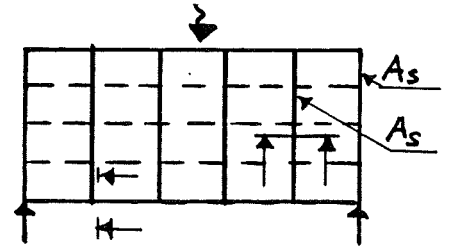
Forskydning i fugerne vinkelret på facaden.

Armeringen i een på forskydningsnittet vinkelret fuge skal optage trækket fra midte dækelement til

Tentorstål
Dansk

Kamstål
Ks 410 - Dansk

Ks 410 S - Dansk



midte dækelement (b).

$$H_d = \tau_{\max} \cdot b \cdot t.$$

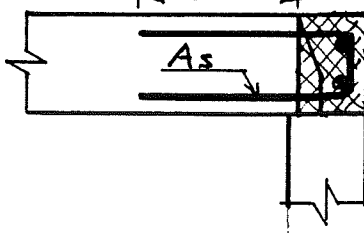
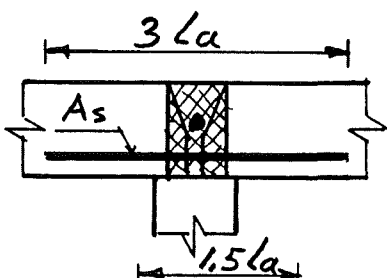
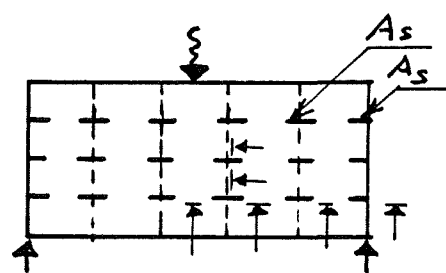
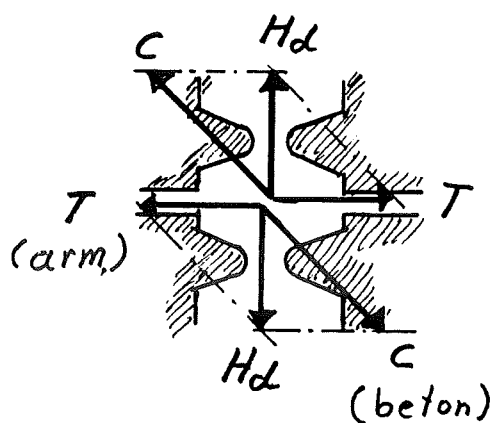
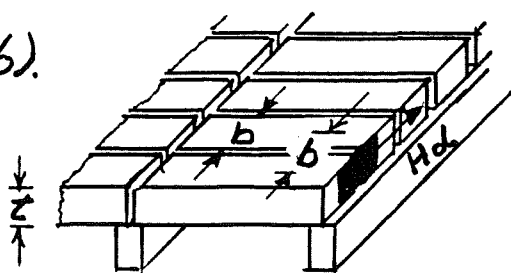
også her opløses forskydningskraften så der skal armeres for træk.

$$T \sim H_d$$

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

Armeringen i fugerne parallel med facaden lægges som regel ikke gennemgående, men kun over trærfugen i længden $2(l_a + 50\%) = \underline{3 \cdot l_a}$.

I enderne af "dækskiven" lægges armeringen som U-bøjler.



Spændinger i uarmere- rede "vægskiver".

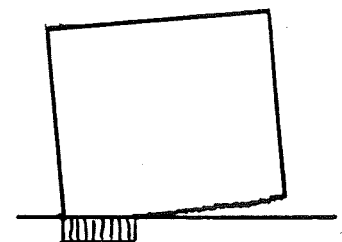
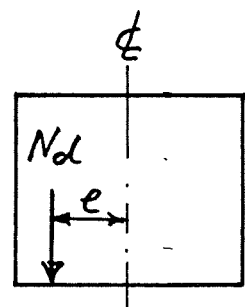
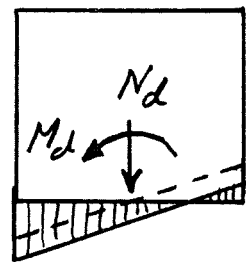
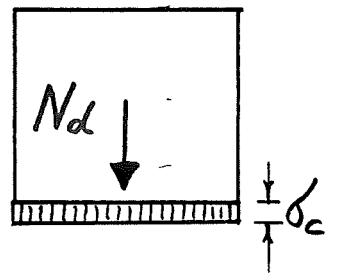
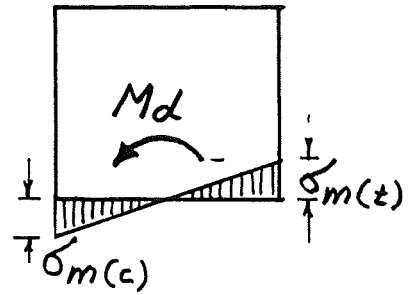
"Vægskivens" 3 snitkræfter M_d , N_d og V_d giver anledning til spændinger. Fra momentet M_d kommer henholdsvis træk $\sigma_{m(t)}$ og tryk $\sigma_{m(c)}$ ved kanterne. Fra normalkraften N_d kommer der tryk σ_c over hele tværsnittet.

Trykbrud-søjle.

Da der ikke må regnes med trækstyrke i uarmerede "betonskiver" skal der regnes med excentrisk normalkraft.

$$e = \frac{M_d}{N_d} < \frac{h}{2} \quad (\text{se side 46})$$

Når der regnes efter plasticitetsteorien får tværsnittet lige store trykspændinger centralt omkring N_d og



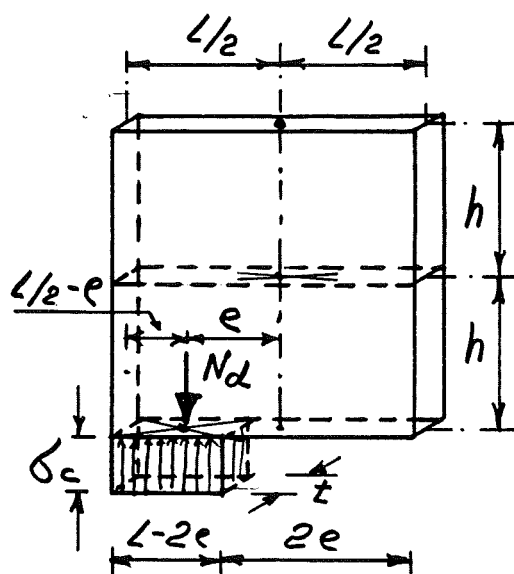
resten af tværsnittet er revnet.

Spændingsarealet:

Længde. $2(\frac{L}{2} - e) = L - 2e$.

Bredde. t .

Areale. $t(L - 2e)$.



Ligevægt.

$$\uparrow \Sigma v = 0: -Nd + \sigma_c \cdot t \cdot (L - 2e) \Rightarrow$$

$$\sigma_c = \frac{Nd}{t(L - 2e)}$$

„Vægskiven“ er en søjle med et reduceret spændingsareal, og spændingerne må derfor ikke overstige søjlestyrken.

Søjlelængde = etagehøjde.

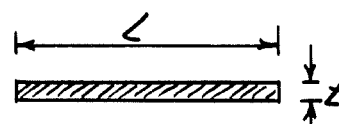
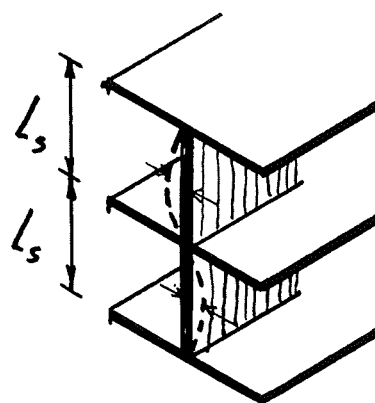
$$L_s = h.$$

Søjlels slankhedsforhold.

$$\frac{L_s}{l_{\min}} = \frac{h}{0,29 \cdot t} \rightarrow k_s \text{ iflg kurve.}$$

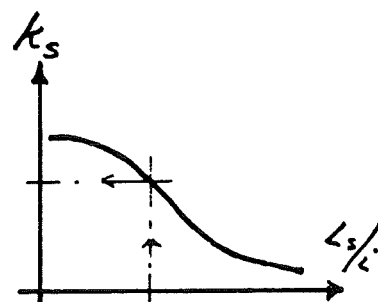
„Skivens“ søjlestyrke.

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



$$l_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$

$$\sqrt{\frac{1/12 \cdot L \cdot t^3}{L \cdot t}} = 0,29t$$



Eftervisning af "vægskivens" trykforhold.

$$\sigma_c = \frac{N_d}{t(L-2e)} \leq f_{sd} = k_s \cdot f_{cd}$$

Følgende krav for uarmerede betonvægge skal også opfyldes.

Vægtykkelse. $t \geq 120 \text{ mm}$.
Betonareal. $A_c = t \cdot L \geq 0,06 \text{ m}^2$.
Slankhed. $L/t \leq 25$.

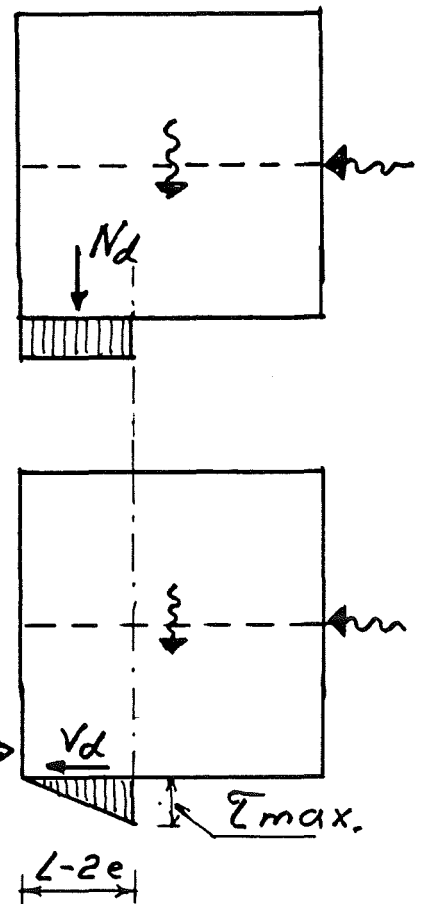
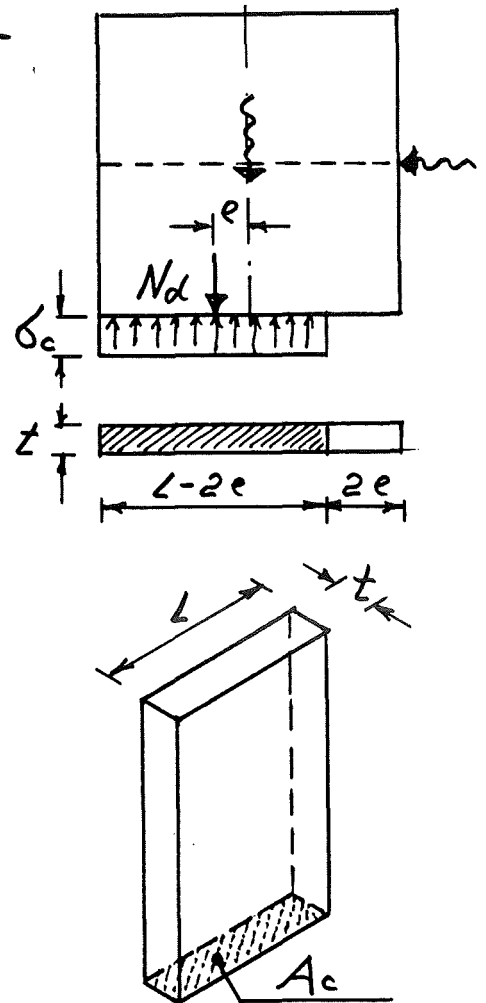
Forskydning.

Snitkraften V_d giver anledning til forskydningspændinger, og hvor plasticitetsteorien giver rektangulær spændingsfordeling for normalkraften N_d , vil spændingsfiguren blive trekantet for tværkraften V_d .

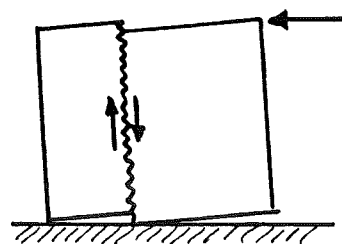
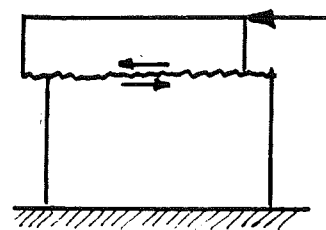
Ligevægt:

$$\sum H = 0: -V_d + \frac{1}{2} \cdot \tau_{\max} \cdot t \cdot (L-2e) \Rightarrow$$

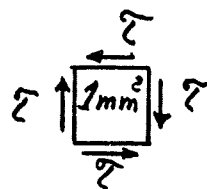
$$\tau_{\max} = \frac{2V_d}{t(L-2e)}$$



For skydningsspændingerne er lige store på $\pm \sigma$ mod hinanden vinkelrette snit, eller med andre ord τ_{\max} har vi både lodret og vandret i "vægskiven".

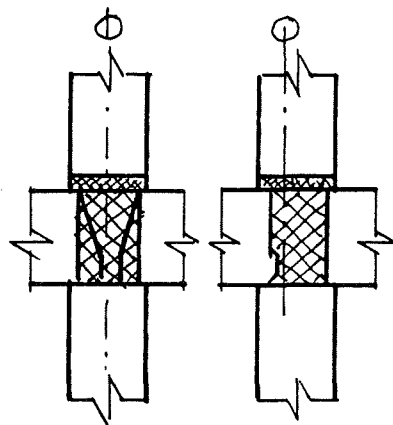


For skydningsstyrken d.v.s. modstanden mod forskydningsbruddet er forskellig for lodret og vandret. Væggens svageste steder er i de lodrette og vandrette fuger/støbestel.



Vandret forskydning.

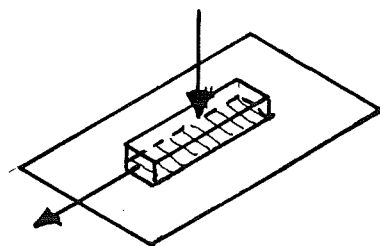
Det vandrette støbestel mellem vægelementerne kan regnes som et ru støbestel, og dets forskydningsstyrke består af to led:



Friktionsbidraget:

$$0,7 \cdot \sigma_c$$

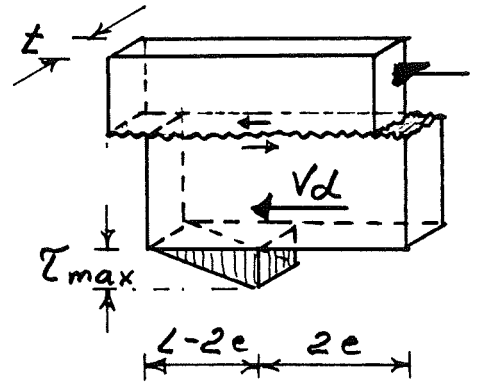
hvor 0,7 · friktionskoefficienten μ for beton/beton.



Og betonbidraget.

$$V_{cd} = 0,06 \cdot f_{cd}$$

Eftervisning af "beton-skivens" vandrette forskydning.

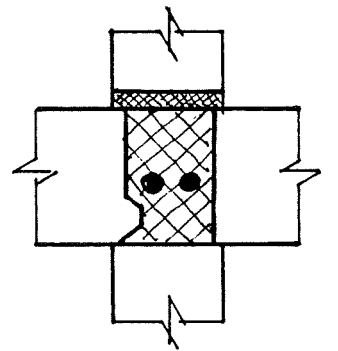
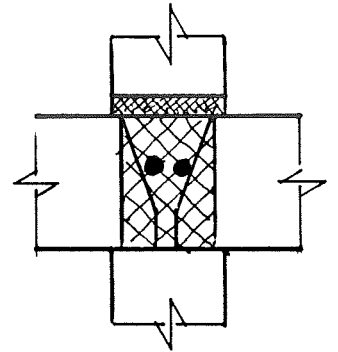


$$\tau_{max} = \frac{2V_d}{t(L-2e)} \leq 0,7 \cdot \sigma_c + 0,06 \cdot f_{cd}$$

Lodret forskydning.

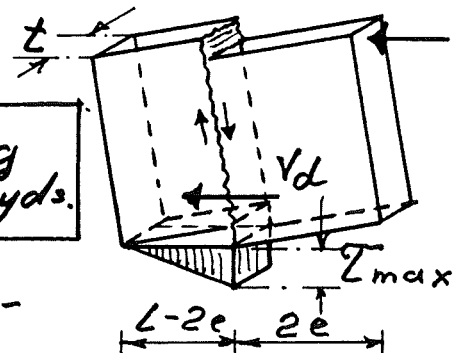
Forskydningsstyrken i de lodrette fuger er afhængig af armeringens placering.

Når "vægskivens" forskydningsarmering lægges i etagekrydset, regnes forskydningsstyrken til $0,3 N/mm^2$, svarende til $x = V_d$ i kurvebladet side 56.



$$\tau_{max} = \frac{2V_d}{t(L-2e)} \leq 0,3$$

Armering i etagekryds.



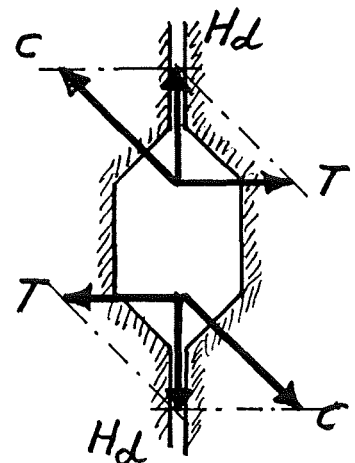
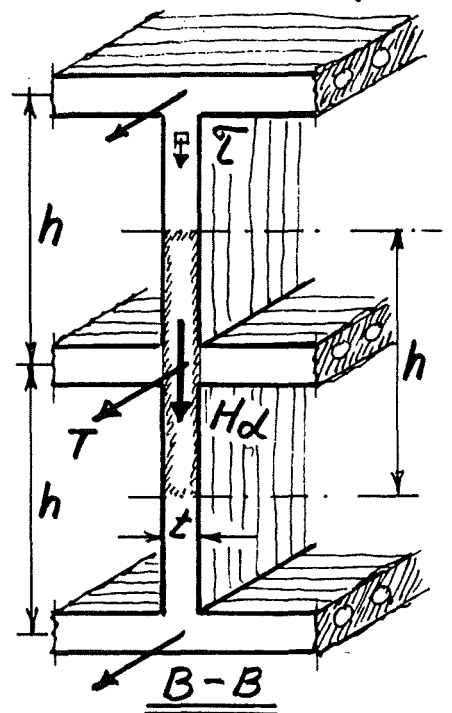
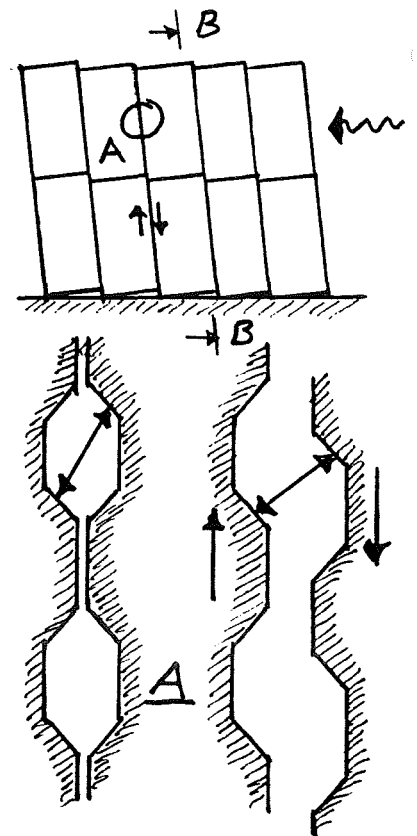
På grund af forskydningslåsens opbygning, med stålrå anlæg, som er

nødvendig for en effektiv udstøbning, vil forskydningskraften få fugen til at åbne sig, hvilket vil sige der er et træk vinkelret på fugen, og for at holde fugen lukket, optage forskydningen skal der armeres for denne trækraft.

Hvis armeringen ligger i etagekrydset skal den optage trækraften for den forskydningskraft H_d der er på området midte etage til midte etage.

$$H_d = T_{\max} \cdot t \cdot h.$$

Forskydningskraften kan opløses i et træk T vinkelret på fugen og i et tryk c vinkelret mod det skrå anlæg, trykket c kan betonen optage,



og trækret T skal der armeres for.

Trækret vinkelret på fugen har samme størrelse som forskydningskraften.

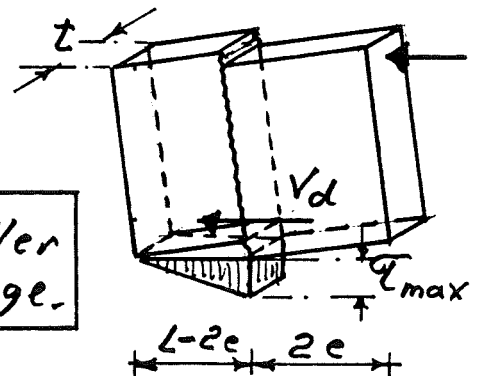
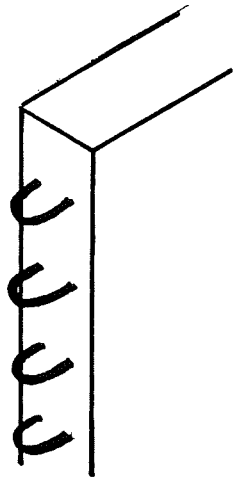
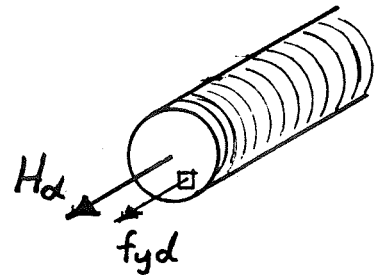
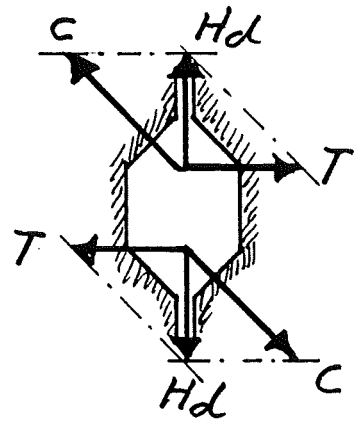
$$\underline{T \approx Hd}$$

Der er nu en kraft Hd i newton og en armering (kamstal) med styrken f_{yd} (N/mm^2), så armeringsarealet kan findes af:

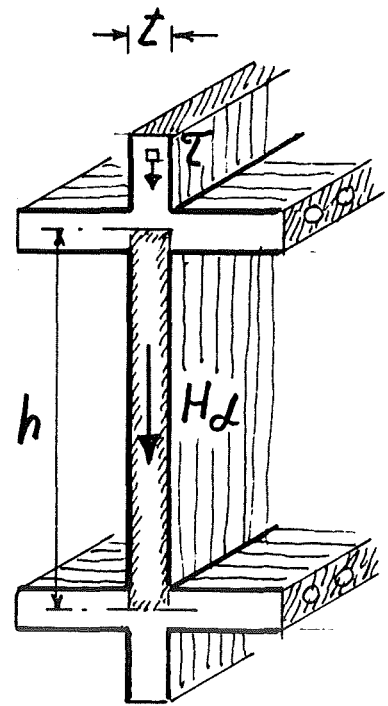
$$\boxed{A_s \geq \frac{Hd}{f_{yd}}}$$

Når "vægskivens" forskydningsarmering er U-bøjler i den lodrette fuge, kan forskydningsstyrken sættes til max $0,9 N/mm^2$, svarende til $x = 1/3 Vd$ i kurvebladet side 56.

$\tau_{max} = \frac{2Vd}{t(L-2e)}$	$\begin{cases} \leq 0,9 \\ > 0,3 \end{cases}$	Bøjler i fuge.
------------------------------------	---	----------------



Trækret vinkelret på fugen optages af bøjerne (rundstål) som er fordelt over hele fugen, Det vil sige bøjerne på et etagehøjt element skal optage forskydningskraften indenfor samme område.

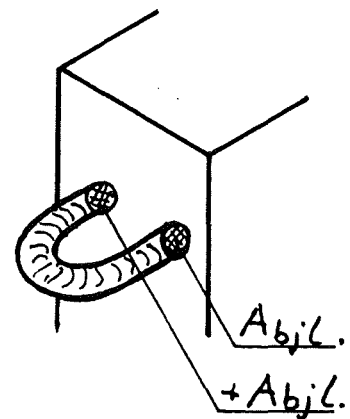


$$H_d = \tau_{\max} \cdot t \cdot h.$$

Og som for armering i etagekryds.

$$\tau \approx H_d$$

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

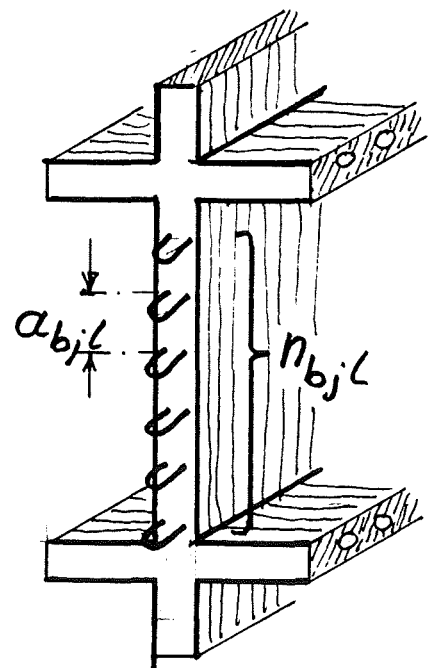


Da bøjerne er 2-snit-bøjer bliver antallet pr elementkant (etage).

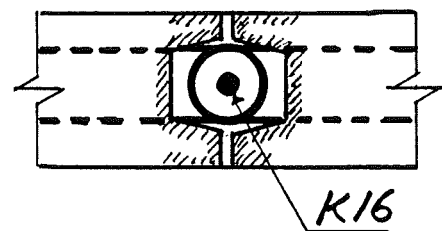
$$n_{bjL} = \frac{A_s}{2 \cdot A_{bjL}}$$

og afstanden mellem bøjerne.

$$a_{bjL} = \frac{h}{n_{bjL} - 1}$$



Inden udstøbning af samlingen låses med et stk. K16.



For $\tau_{max} > 0,9$ er væggen for lille, hvor for det er nødvendigt med:

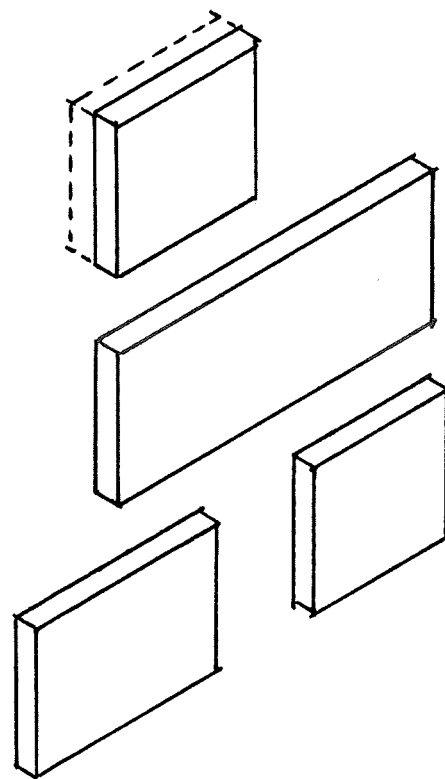
Større vægtykkelse.

Og/eller.

Længere vægge.

Og/eller.

Flere vægge.



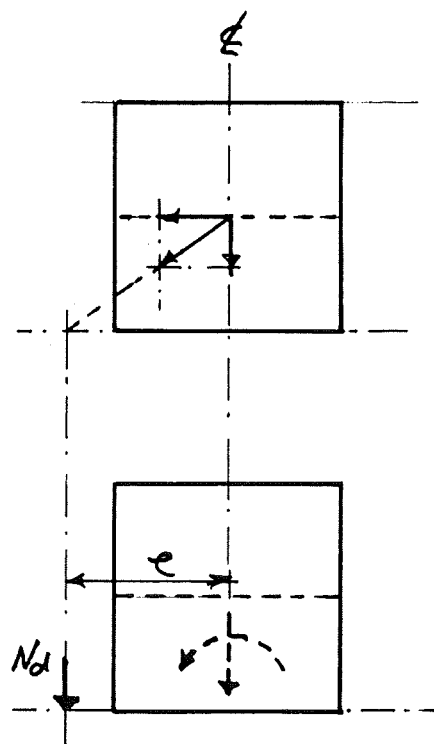
Armeret "vægskive".

Når resultanten af snitkræfterne V_d og M_d

$$e = \frac{M_d}{V_d} > \frac{l}{2}$$

falder udenfor tvær-snittet er det nødvendigt at armere.

Momentet M_d giver tryk (c) i den ene side.



$$M_d = 0,8 \cdot h_{ef} \cdot C \Rightarrow$$

$$C = \frac{M_d}{0,8 \cdot h_{ef}}$$

og træk (T) i den anden side.

$$M_d = 0,8 \cdot h_{ef} \cdot T \Rightarrow$$

$$T = \frac{M_d}{0,8 \cdot h_{ef}}$$

Normalkraften N_d regnes halvt til hver side $N_d/2$

$M_d + N_d$ i trykside.

$$C = \frac{M_d}{0,8 \cdot h_{ef}} + \frac{N_d}{2}$$

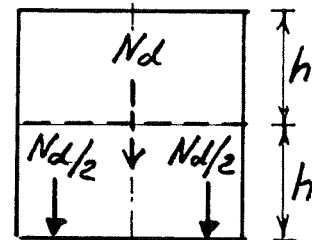
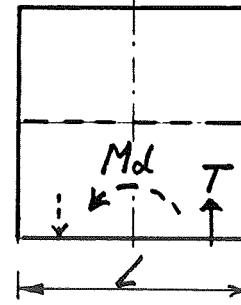
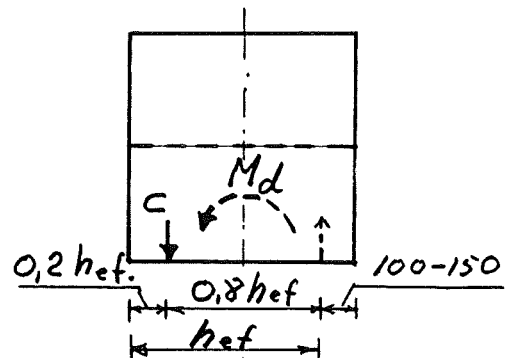
Trykspændinger σ_c i betonen.

$$\uparrow \Sigma V = 0: -C + \sigma_c \cdot t \cdot 0,4 \cdot h_{ef} \Rightarrow$$

$$\sigma_c = \frac{C}{t \cdot 0,4 \cdot h_{ef}} \leq f_{sd} = k_s \cdot f_{cd}$$

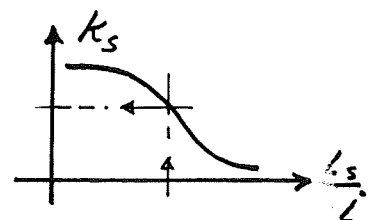
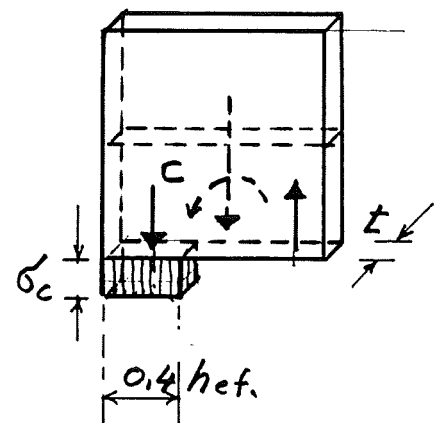
$$\frac{L_s}{0,29 \cdot t} = \frac{h}{0,29 \cdot t} \rightarrow k_s$$

$h =$ etagehøjde.



$$\downarrow \frac{M_d}{0,8 \cdot h_{ef}}$$

$$\downarrow + \frac{N_d}{2}$$



$M_d + N_d$ i trækside.

$$T = \frac{M_d}{0,8 \cdot h_{ef}} - \frac{N_d}{2}$$

Armering A_s

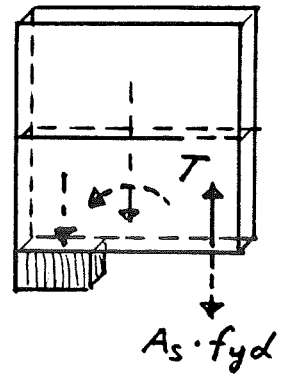
$$A_s = \frac{T}{f_{yd}}$$

Den effektive højde (h_{ef}) er bestemt af armeringens afstand fra vægkanten, som bør være 100-150 mm.

Armeringsarrangement se side 54.

$$\frac{M_d}{0,8 \cdot h_{ef}} \uparrow$$

$$\frac{N_d}{2} \downarrow$$



Forprojekt.

Statisk beregning af
de vandret stabilise-
rende konstruktioner.

Beregningsforudsæt-
ninger:

Normal sikkerheds-
klasse.

Normal kontrol-
klasse.

Passiv miljø-
klasse.

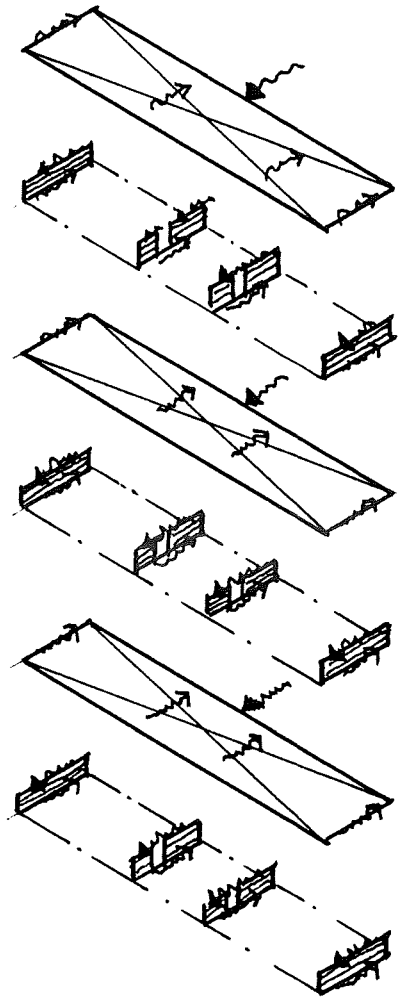
Beton 15 i fuger.

Armering K_s 410.

$$f_{cd} = 6,0$$

$$f_{yd} = 293$$

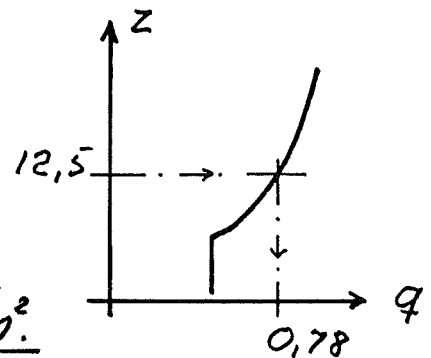
$$N/mm^2$$

Vindlast.

$$z = 12,5 \text{ m}$$

terræn-land

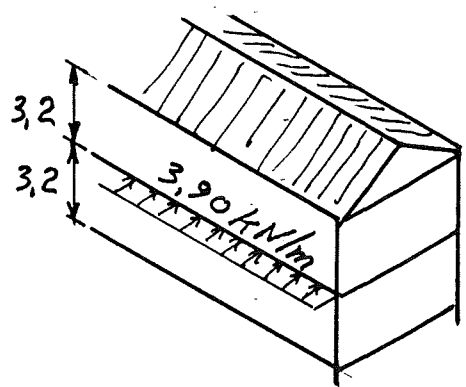
$$q = 0,78 \text{ kN/m}^2$$



$$w_d = 0,78 \cdot (0,7 + 0,5) \cdot 1,3 = 1,22 \text{ kN/m}^2$$

Tvoerstabiliserende
system.Vind på etagedæk.

$$w_d = 1,22 \cdot 3,2 = 3,90 \text{ kN/m}$$



Vind på tagdæk.

Fra tag.

$$0,78(0,2+0,5) \cdot 1,3 \cdot \frac{5,4}{\cos 26,6^\circ} \cdot \sin 26,6^\circ = 1,91 \text{ kN/m}$$

Fra facade.

$$1,22 \cdot \frac{3,2}{2} =$$

$$1,95 \text{ "}$$

$$\underline{w_d = 3,86 \text{ kN/m}}$$

Alle "dækskiver" beregnes for $w_d = 3,90 \text{ kN/m}$.Største fag. $L = 18,0 \text{ m}$

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot 3,90 \cdot 18,0 = \underline{35,10 \text{ kN}}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 3,90 \cdot 18,0^2 = \underline{157,95 \text{ kNm}}$$

Udbøjning.

Kantarm. <u>2K12</u>	} Iflg. kurve
$\frac{L^2}{B} = \frac{18,0^2}{10,8} = \underline{30}$	

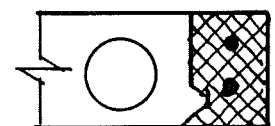
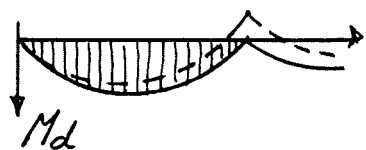
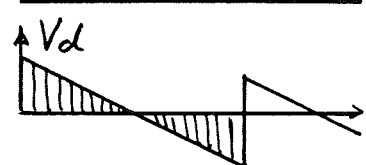
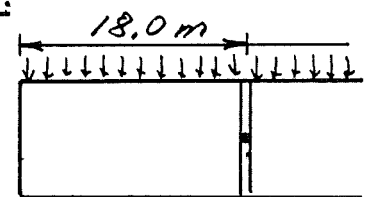
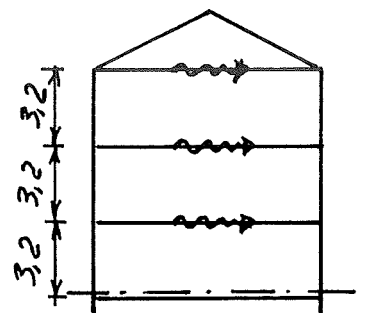
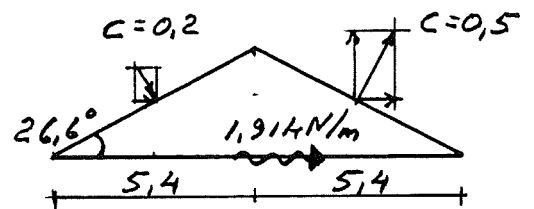
$$U = \underline{1,0 \text{ mm}}$$

$$< 5,0 \text{ mm.}$$

Styrke.

$$M_{sud} = 226 \cdot 293 \cdot 0,8 \cdot 10,8 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6} = \underline{572,12 \text{ kNm}}$$

$$\underline{M_d = 157,95} < M_{sud} = 572,12$$



2K12.

For skydning \neq med facaden.

$$\tau_{max} = \frac{35,10 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 10,8 \cdot 10^3 \cdot 180} = \underline{0,023 \text{ N/mm}^2} < 0,3.$$

$$H_d = 0,023 \cdot 180 \cdot 6000 = \underline{24,84 \cdot 10^3 \text{ N.}}$$

$$A_s = \frac{24,84 \cdot 10^3}{293} = \underline{84 \text{ mm}^2}$$

Valg. 1 K12,

$$A_s = \underline{113 \text{ mm}^2} \text{ i trærfuger.}$$

For skydning \perp på facaden.

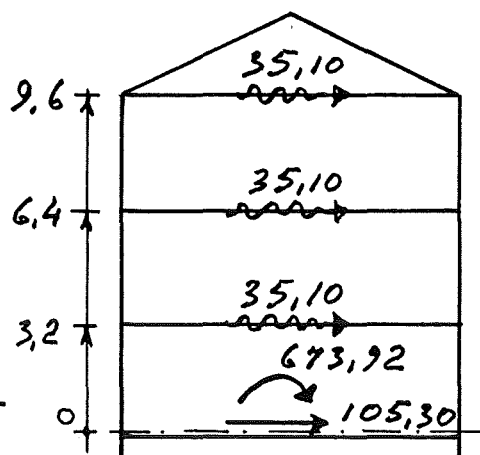
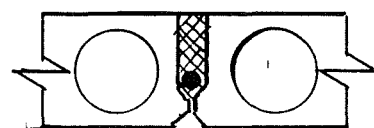
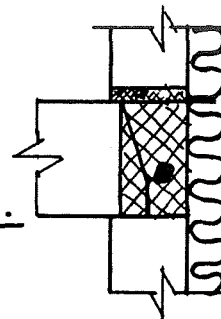
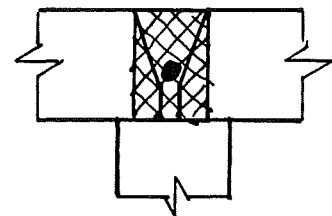
$$\tau_{max} = \underline{0,023 \text{ N/mm}^2}$$

$$H_d = 0,023 \cdot 180 \cdot 1200 = \underline{4,97 \cdot 10^3 \text{ N.}}$$

$$A_s = \frac{4,97 \cdot 10^3}{293} = \underline{17 \text{ mm}^2}$$

Valg. 1 K12.

$$A_s = \underline{113 \text{ mm}^2} \text{ i langsgå. fuger.}$$

"Gavlskiver."Vandret last.

$$V_d = 35,10 \cdot 3 = \underline{105,30 \text{ kN.}}$$

$$M_d = 35,10 (9,6 + 6,4 + 3,2) = \underline{673,92 \text{ kNm.}}$$

Lodret last.

Tagdæk.

$$(2,9 + 0,5) \cdot \frac{6,0}{2} = 10,2 \text{ kN/m}$$

sandwichgarve.

$$(0,15 + 0,08) \cdot 24 \cdot 9,6 = 53,0 \text{ ''}$$

Etagedæk.

$$2(2,9 + 0,3) \frac{6,0}{2} = 19,2 \text{ ''}$$

$$g_k = 84,8 \text{ kN/m}$$

$$g_d = 0,85 \cdot 84,8 = 72,08 \text{ kN/m}$$

$$N_d = 72,08 \cdot 10,8 = 778,46 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{673,94}{778,46} = 0,85 \text{ m} < \frac{10,8}{2} = 5,4 \text{ m}$$

$$\sigma_c = \frac{778,46 \cdot 10^3}{150(10800 - 2 \cdot 850)} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

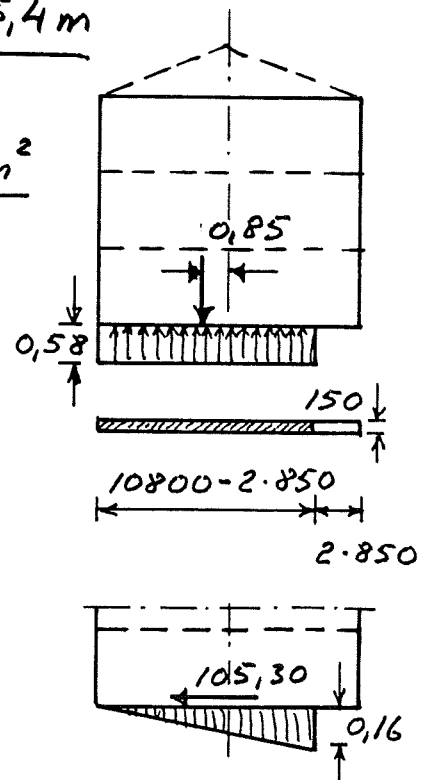
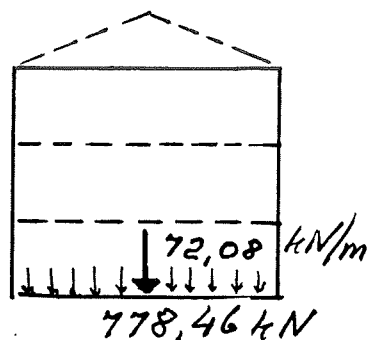
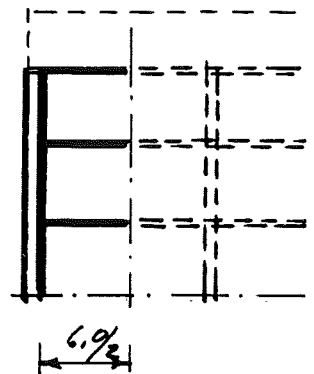
$$\frac{k_s}{i_{\min}} = \frac{3200}{0,29 \cdot 150} = 74 \rightarrow k_s = 0,64$$

$$f_{sd} = 0,64 \cdot 6,0 = 3,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0,58 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} = 3,84 \text{ N/mm}^2$$

For skydning.

$$\tau_{\max} = \frac{2 \cdot 105,30 \cdot 10^3}{150(10800 - 2 \cdot 850)} = 0,16 \text{ N/mm}^2$$



Vandret.

$$0,7 \cdot \sigma_c + 0,06 \cdot f_{cd} = 0,7 \cdot 0,58 + 0,06 \cdot 6 = \underline{0,77 \text{ N/mm}^2}$$

$$\underline{\tau_{max} = 0,16 \text{ N/mm}^2 < 0,77 \text{ N/mm}^2}$$

Lodret.

$\tau_{max} = \underline{0,16 \text{ N/mm}^2} < 0,3 \rightarrow$ d.v.s
armering i etagekryds.

$$Hd = 0,16 \cdot 3200 \cdot 150 = \underline{76,8 \cdot 10^3 \text{ N}}$$

$$A_s = \frac{76,8 \cdot 10^3}{293} = \underline{262 \text{ mm}^2}$$

For skydningsarmering
fra „dækskiven“

$$A_s = \underline{84 \text{ mm}^2}$$

$$\Sigma A_s = 84 + 262 = \underline{346 \text{ mm}^2}$$

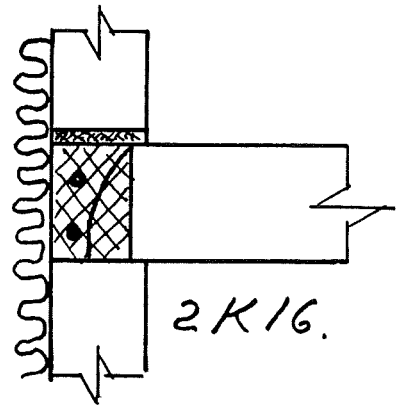
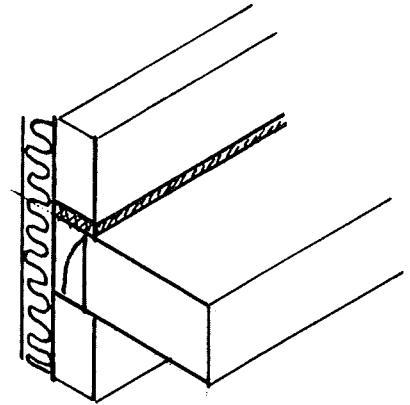
$$\underline{\text{Valg. 2K16, } A_s = 402 \text{ mm}^2}$$

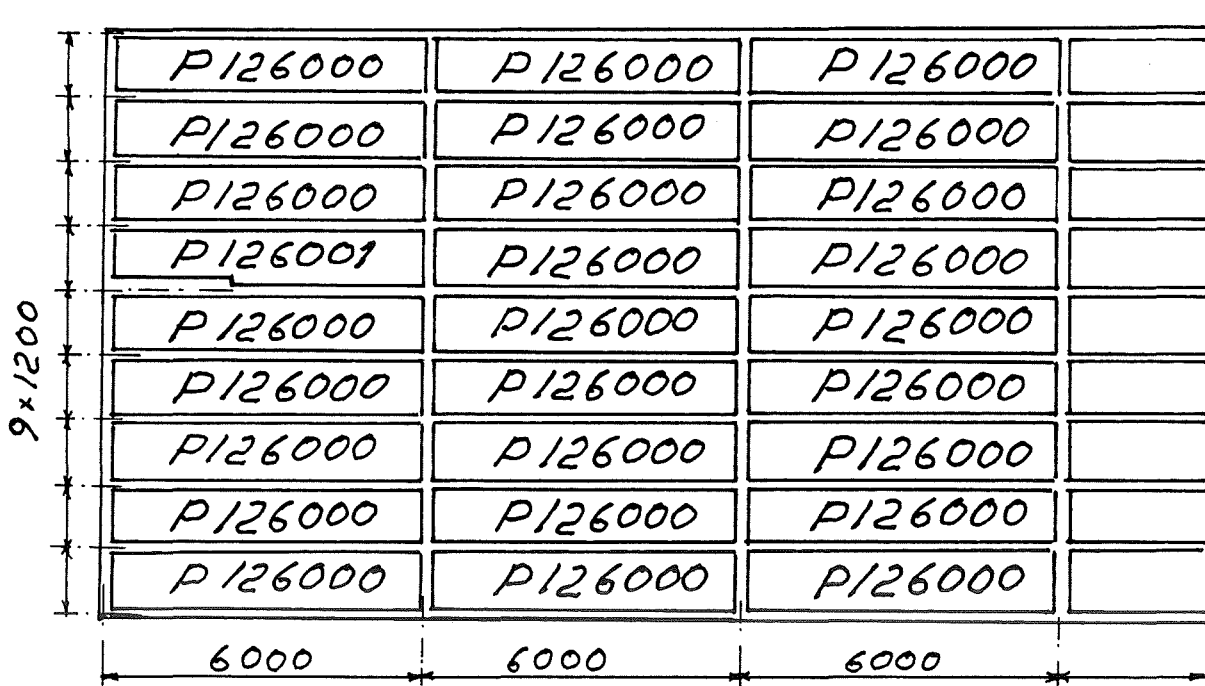
Tværvægge. ?Længdestabiliserende
system.

Masselast. ?

Længdevægge. ?

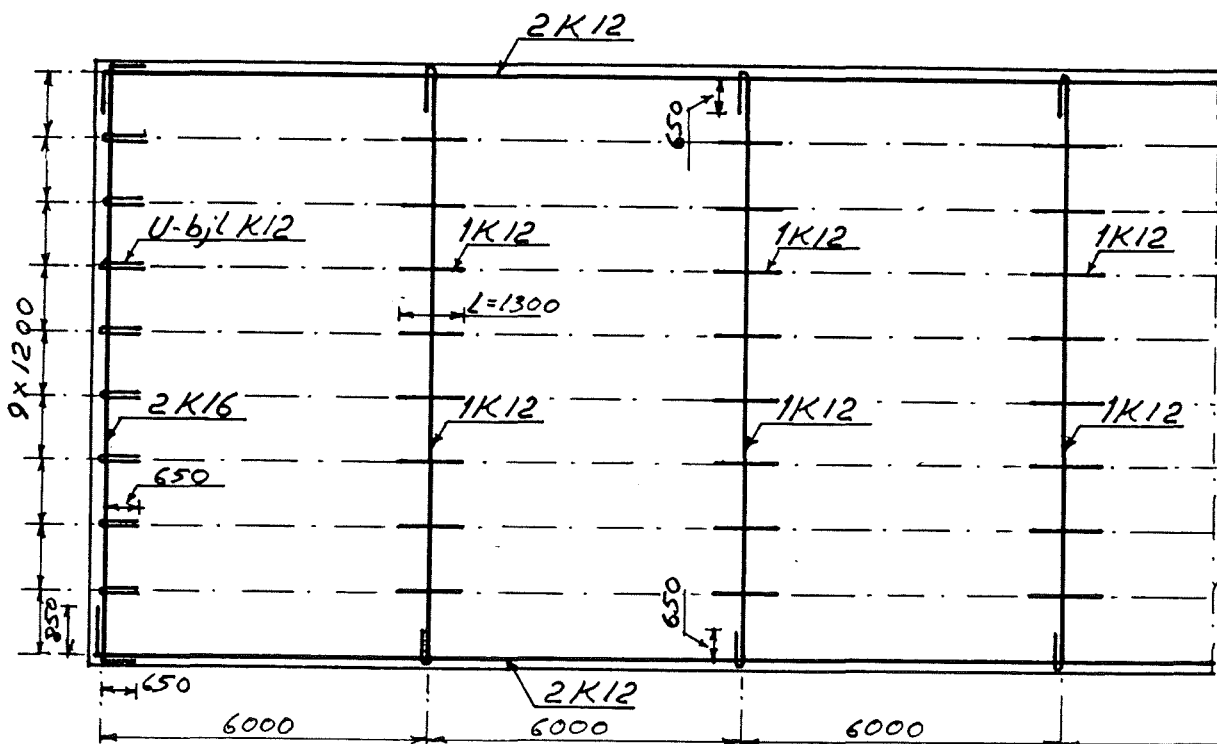
O.S.V.





Montageplan.

Alle dæk er Spanmax PX18. (P).

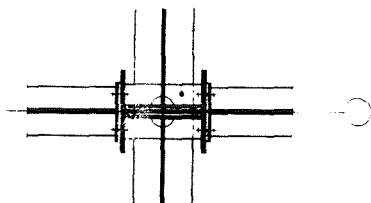
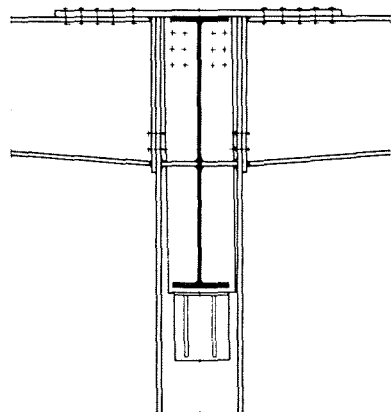
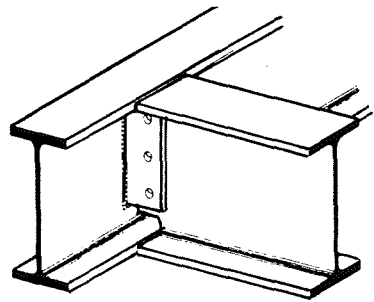
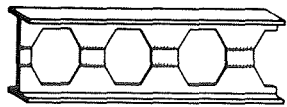
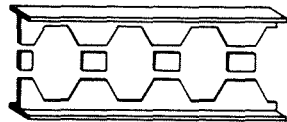
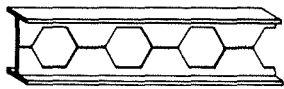
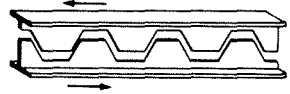


Armeringsplan.

Byggesystemer i stål.

Krav om fleksibilitet peger i retning af pladebjælke-søjlesystemet. Til dette system er stål et velegnet materiale, både med hensyn til last og spændvidder. For eksempel kan en 3m høj stålsøjle af et 200x200x10mm firkanttrør bære 1460 kN, mens en 200x200mm jernbetonsøjle i samme højde "kun" kan bære 523 kN.

Det er dog en kendsgerning at der i modsætning til de fleste europæiske lande, praktisk taget ikke bygges etagebyggeri af stål i Danmark. En årsag kan være det dårlige renommé stålet har med hensyn til brand. Imidlertid er

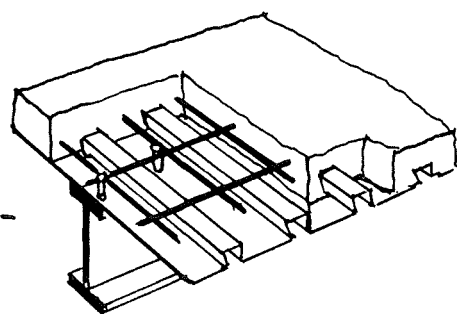
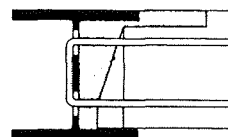
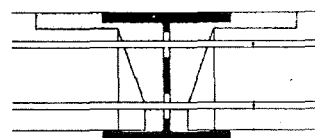
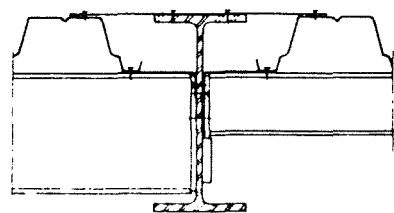
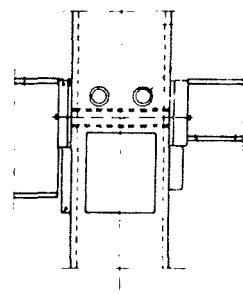


der i dag et velunderbygget normfastsat grundlag for brandteknisk beregning, og en forsvarlig brandisolering er nu teknisk mulig og økonomisk overkommelig.

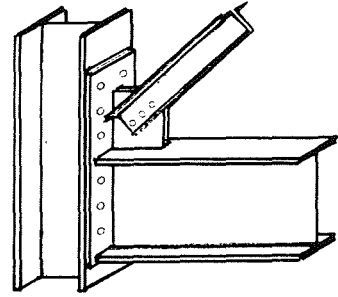
I princippet kan både plader, bjælker og søjler udføres i stål, men i de udenlandske stålbyggerier er det oftest kun bjælker og søjler der er af stål, mens dækkene udføres af betonelementer eller som kompositdæk.

Kompositdæk.

Ved kompositkonstruktioner forstås konstruktioner, hvis statiske virkemåde er betinget af et samvirke mellem staldel og betondel, inklusive evt. armering.



I kompositdæk er staldelen en korrugeret plade specielt fremstillet til formålet.



Vindgitter.

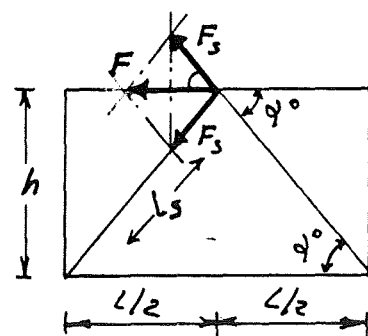
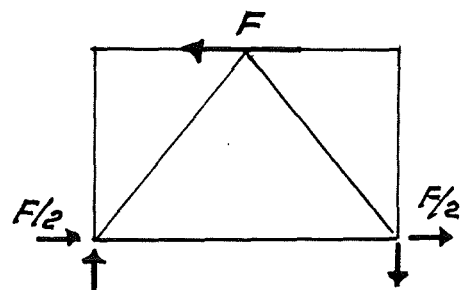
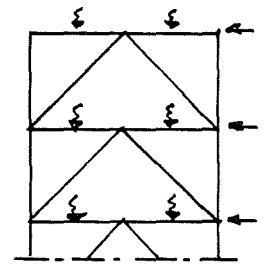
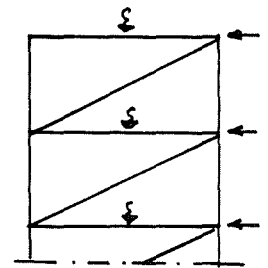
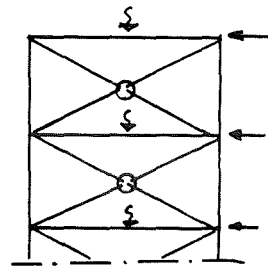
„Stålhuset“ gøres stabilt for vandret last v.h.a gitre og/eller skiver (dækskive s. 96). Da vindgitteret som regel indgår i både det bærende og det stabiliserende system, vil K-gitteret normalt være det bedst egnede. Ved overslagsberegning kan kræfterne findes ved hjælp af kræfternes parallelogram.

Vandret last.

$$\tan \alpha = \frac{h}{L/2} \Rightarrow \alpha = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$\cos \alpha = \frac{F/2}{F_s} \Rightarrow F_s = \frac{F/2}{\cos \alpha}$$

$$\sin \alpha = \frac{h}{L_s} \Rightarrow L_s = \frac{h}{\sin \alpha}$$



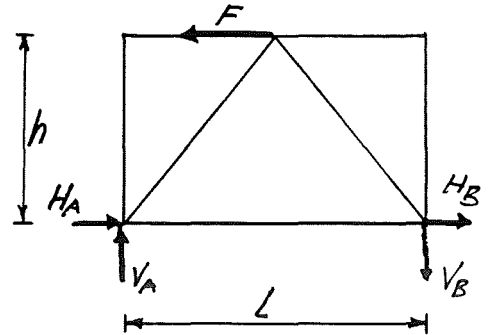
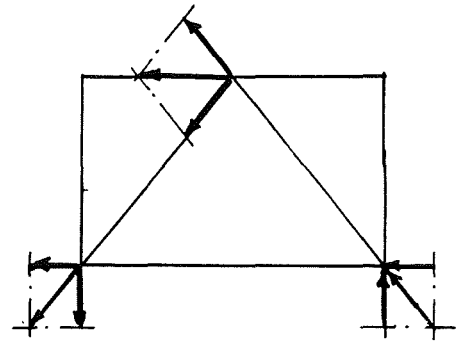
$$\sum \vec{H} = 0: -F + H_A + H_B = 0 \Rightarrow$$

$$H_A = H_B = F/2$$

$$\sum M = 0 \Big|_B: -F \cdot h + V_A \cdot L = 0 \Rightarrow$$

$$V_A = \frac{F \cdot h}{L}$$

$$V_B = \frac{F \cdot h}{L}$$



Eksempel.

$$F_3 = \underline{50,0 \text{ kN}}$$

$$\tan \alpha = \frac{3,0}{2,5} \Rightarrow \alpha = \underline{50,2^\circ}$$

$$F_{s3} = \frac{50,0/2}{\cos 50,2^\circ} = \underline{39,1 \text{ kN}}$$

$$H_{A3} = H_{B3} = 50,0/2 = \underline{25,0 \text{ kN}}$$

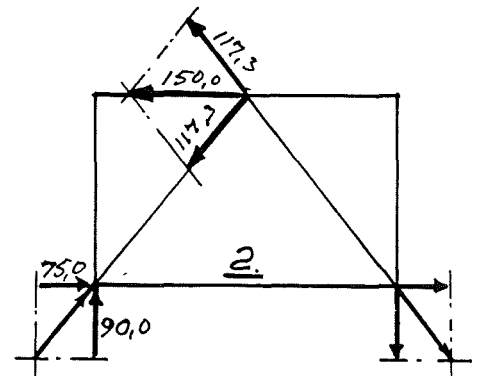
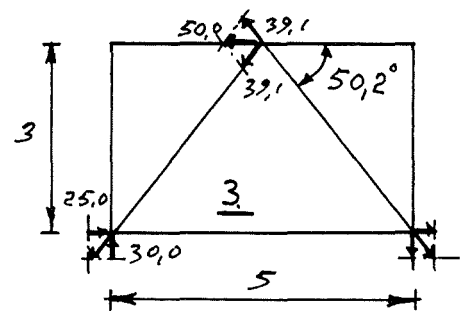
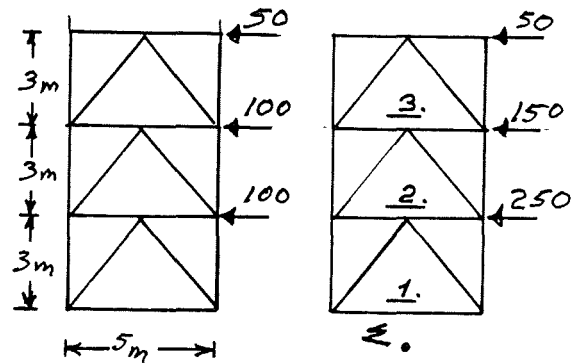
$$V_{A3} = V_{B3} = \frac{50,0 \cdot 3,0}{5,0} = \underline{30,0 \text{ kN}}$$

$$F_2 = 50,0 + 100,0 = \underline{150,0 \text{ kN}}$$

$$F_{s2} = \frac{150,0/2}{\cos 50,2^\circ} = \underline{117,3 \text{ kN}}$$

$$H_{A2} = H_{B2} = \frac{150,0}{2} = \underline{75,0 \text{ kN}}$$

$$V_{A2} = V_{B2} = \frac{150,0 \cdot 3,0}{5,0} = \underline{90,0 \text{ kN}}$$



94.

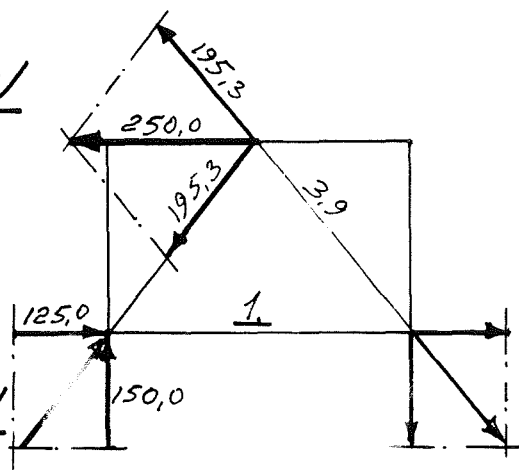
$$F_1 = 50,0 + 100,0 + 100,0 = \underline{250,0 \text{ kN}}$$

$$F_{s1} = \frac{250,0/2}{\cos 50,2^\circ} = \underline{195,3 \text{ kN}}$$

$$H_{A1} = H_{B1} = \frac{250,0}{2} = \underline{125,0 \text{ kN}}$$

$$V_{A1} = V_{B1} = \frac{250,0 \cdot 3,0}{5,0} = \underline{150,0 \text{ kN}}$$

$$L_s = \frac{3,0}{\sin 50,2^\circ} = \underline{3,9 \text{ m}}$$



Lodret last på gitter.

K-gitter.

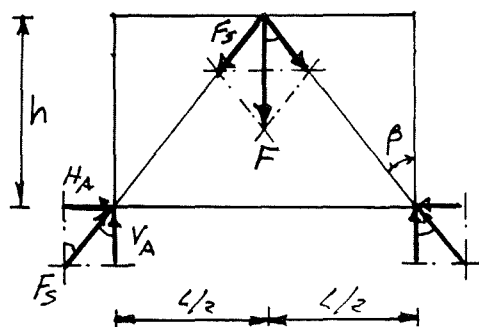
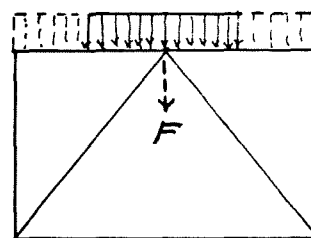
$$\tan \beta = \frac{L/2}{h} \Rightarrow \beta = \underline{\quad}$$

$$\cos \beta = \frac{F/2}{F_s} \Rightarrow F_s = \frac{F/2}{\cos \beta}$$

$$\sin \beta = \frac{H_A}{F_s} \Rightarrow H_A = F_s \cdot \sin \beta$$

$$\cos \beta = \frac{V_A}{F_s} \Rightarrow V_A = F_s \cdot \cos \beta$$

$$\sum V = 0 \Rightarrow V_A = V_B = F/2$$

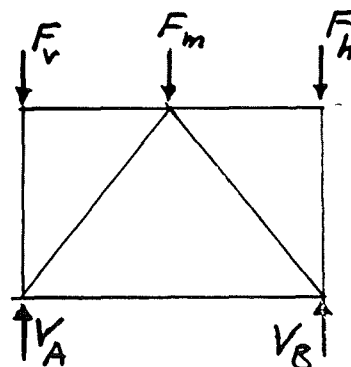


$$V_A = V_B = F_v + F_m/2$$

v = venstre.

m = midte.

h = højre.



Eksempel.

Etagebelast på bjælker

$$r_d = \underline{20,0 \text{ kN/m}}$$

Bjælkerreaktioner fra etage.

$$F_{v3} = F_{h3} = \frac{1}{4} \cdot 20,0 \cdot 5,0 = \underline{25,0 \text{ kN}}$$

$$F_{m3} = \frac{1}{2} \cdot 20,0 \cdot 5,0 = \underline{50,0 \text{ kN}}$$

$$\tan \beta = \frac{5,0/2}{3,0} \Rightarrow \underline{\beta = 39,8^\circ}$$

$$F_s = \frac{50,0/2}{\cos 39,8^\circ} = \underline{32,5 \text{ kN}}$$

$$H_A = H_B = 32,5 \cdot \sin 39,8^\circ = \underline{20,8 \text{ kN}}$$

$$V_{A3} = V_{B3} = 25,0 + 50,0/2 = \underline{50,0 \text{ kN}}$$

$$F_{v2} = F_{h2} = 50,0 + \frac{1}{4} \cdot 20,0 \cdot 5,0 = \underline{75 \text{ kN}}$$

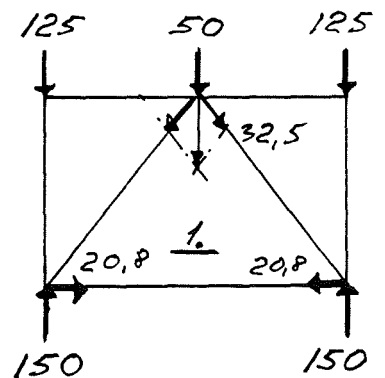
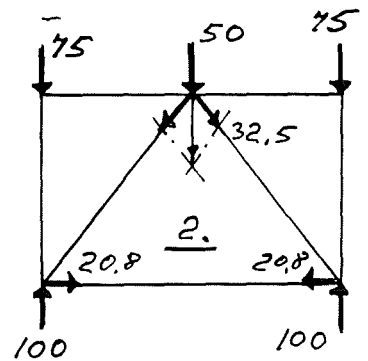
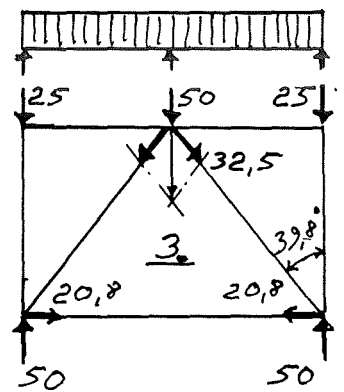
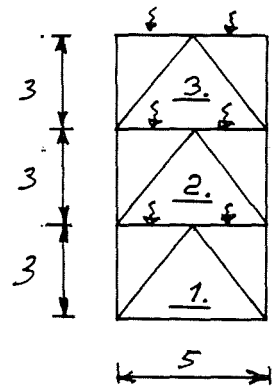
$$F_{m2} = \frac{1}{2} \cdot 20,0 \cdot 5,0 = \underline{50,0 \text{ kN}}$$

$$V_{A2} = V_{B2} = 75,0 + 50,0/2 = \underline{100,0 \text{ kN}}$$

$$F_{v1} = F_{h1} = 100,0 + \frac{1}{4} \cdot 20,0 \cdot 5,0 = \underline{125 \text{ kN}}$$

$$F_{m1} = \frac{1}{2} \cdot 20,0 \cdot 5,0 = \underline{50,0 \text{ kN}}$$

$$V_{A1} = V_{B1} = 125 + 50/2 = \underline{150,0 \text{ kN}}$$



Etagedoek af korru- geret stålplade.

Bærende system.

Pladefunktion.

Til bestemmelse af dækkets pladedimension anvendes tabeller eller kurver fra firmabrochurer. Pladernes bærelængde er bestemt af profilhøjde, godstykkelse samt understøtningsforhold.

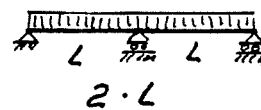
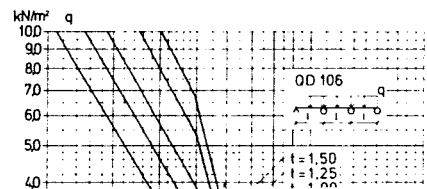
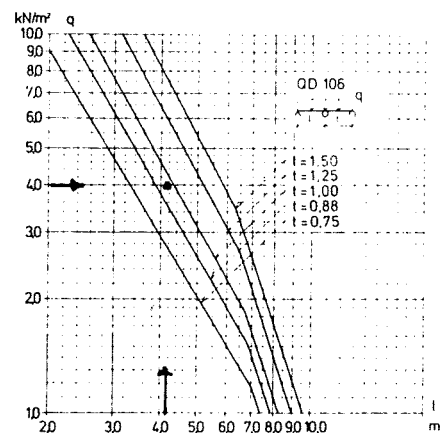
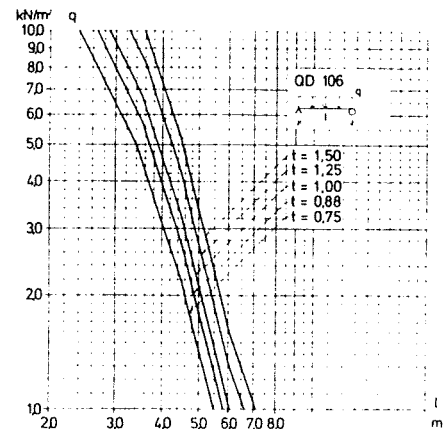
Eksempel

$$r_d = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 2 \cdot 4,2 \text{ m}$$

Valg iflg kurve.

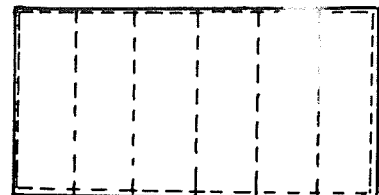
Robertson QD.106, $t = 0,88 \text{ mm}$.



Stabiliserende system.

Skivefunktion.

I et tyndpladedoek kan der kun opnås skiveegenskaber hvis det opbygges som et stringersystem. Stringere er



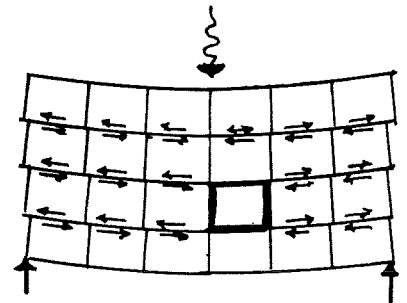
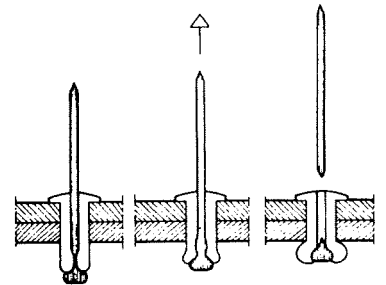
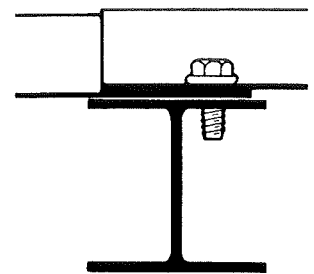
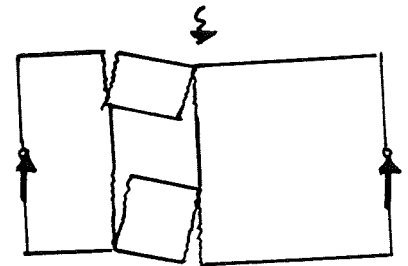
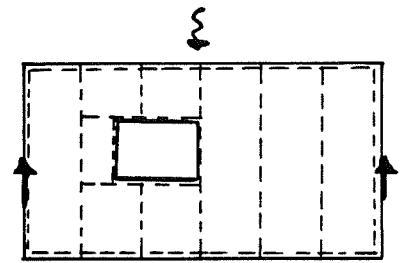
„bjælker“ der har træk- eller trykfunktion.

Der skal være stringere ved dækskrivens frie kanter, ved dækladernes tværstød samt omkring huller.

Pladernes tværstød kan fastgøres til underlag med skruer eller skudsøm.

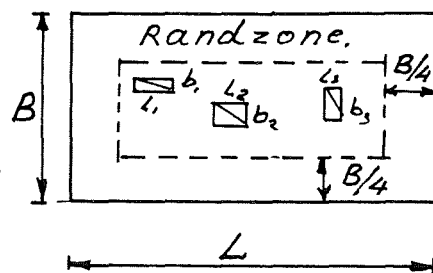
Pladernes længdesamlinger skal sammennittes eller skrues for at kunne overføre den vandrette forskydning mellem pladerne.

Små huller til rør og lignende kan der ses bort fra, når summen af deres areal ikke overstiger 3% af skivens areal B·L.



I skivens randzone må der ikke være huller.

I „skivens“ midte udenfor randzonen er huller tilladt efter følgende krav:



$$b_1 \cdot L_1 + b_2 \cdot L_2 + b_3 \cdot L_3 \leq 0,15 \cdot B \cdot L.$$

$$b_1 + b_2 + b_3 \leq 0,25 \cdot B$$

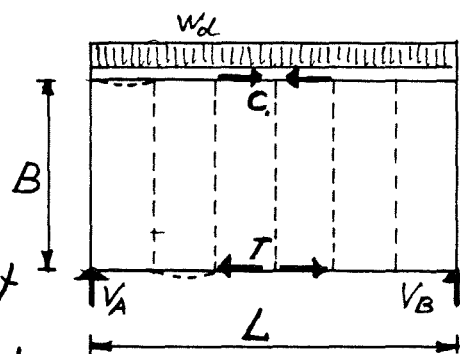
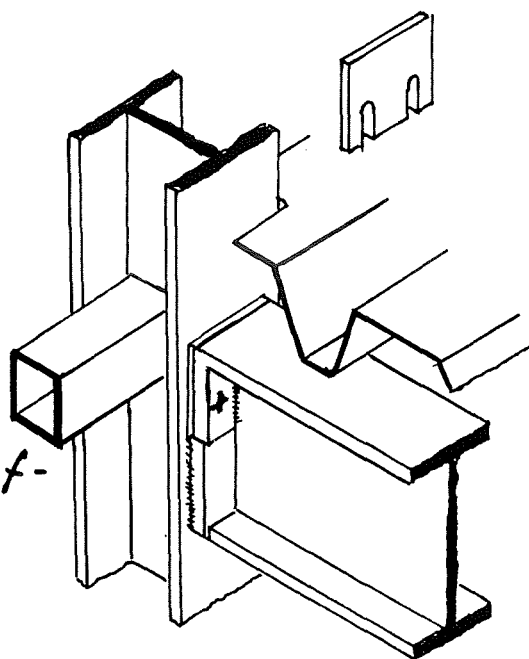
$$L_1 + L_2 + L_3 \leq 0,25 \cdot L$$

Stringerne parallel med pladernes profilerings, skal optage skivens normale kræfter C og T .

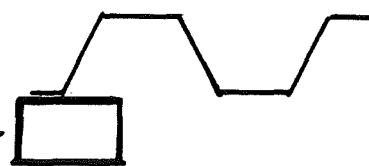
$$V_A = V_B = \frac{1}{2} \cdot w_d \cdot L. \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot w_d \cdot L^2. \text{ kNm}$$

$$C = T = \frac{M_d}{B} \text{ kN}$$



En korrugeret tyndplade kan normalt ikke optage skirelast vinkelret på profileringen. Det kan derfor være nødvendigt, enten at indlægge vindbjælker, eller lade træk/trykstringerne overføre facadens vindlast til søjler \rightarrow træbjælker \rightarrow dækstive.



Projektforslag.Bærende system.Doekplader.

$$\text{Nyttelast } 2,5 \cdot 1,3 = 3,25$$

$$l. \text{ vægge } 1,50$$

$$\text{Gulv m.m. } 0,75$$

$$\underline{r_d = 5,50 \text{ kN/m}^2}$$

$$L = 1 \times 4,0 \text{ m}$$

Valg iflg. kurve

Robertson QD 106 - t = 1,25 mm

$$r_{ud} = \underline{5,75 \text{ kN/m}^2} \approx r_d = \underline{5,50 \text{ kN/m}^2}$$

Etagebjælker, normalfag.

$$\bar{r}_d = r_d \cdot a$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot r_d \cdot a \cdot L^2$$

$$W \geq \frac{M_d}{f_{yd}} = \frac{\frac{1}{8} \cdot r_d \cdot a \cdot L^2 \cdot 10^6}{200}$$

$$\boxed{W \geq 625 \cdot r_d \cdot a \cdot L^2}$$

$$W \geq 625 \cdot 5,50 \cdot 4,0 \cdot 5,0^2 = \underline{344 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}$$

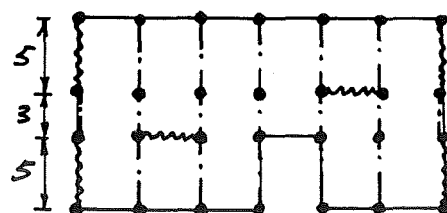
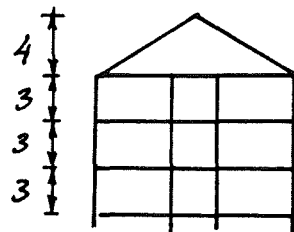
$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot a \cdot L^4}{E \cdot I} \leq \frac{L}{400}$$

$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot a \cdot L^4 \cdot 10^{12}}{0,21 \cdot 10^6 \cdot I} \leq \frac{L \cdot 10^3}{400}$$

$$\boxed{I \geq 25 \cdot 10^3 \cdot q \cdot a \cdot L^3}$$

$$I \geq 25 \cdot 10^3 \cdot 2,5 \cdot 4,0 \cdot 5,0^3 = \underline{31,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}$$

$$\underline{\text{Valg IPE 240}} \begin{cases} W = 324 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\ I = 38,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{cases}$$

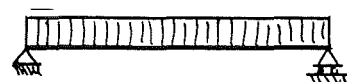
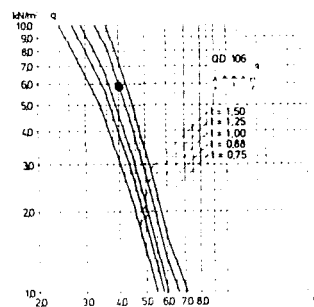
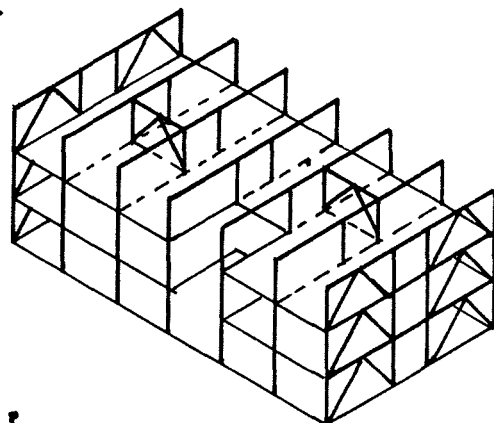


6 x 4 m

~~~~~ Vindgitter.

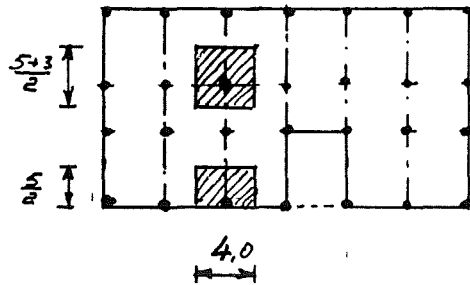
----- Bjælke.

• søjle.



Søjler i normalfag.

Tagdæk regnes med hensyn til last som normaletage. Til gengæld ses der bort fra egenvægt af bjælker, søjler og facader.

Facadesøjler.

$$N_d = 5,5 \cdot 4,0 \cdot \frac{5,0}{2} = \underline{55 \text{ kN/etage}}$$

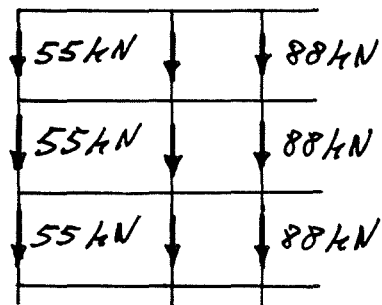
Nederste søjle

$$N_d = \underline{165 \text{ kN}}, \quad L_s = \underline{3,0 \text{ m}}$$

Valg iflg. T.S.

HE 100 B

$$N_{ud} = \underline{168 \text{ kN}} \cong N_d = \underline{165 \text{ kN}}$$



Søjlelast pr.  
etage.

Midtsøjler.

$$N_d = 5,5 \cdot 4,0 \cdot \frac{5,0 + 3,0}{2} = 88 \text{ kN/etage}$$

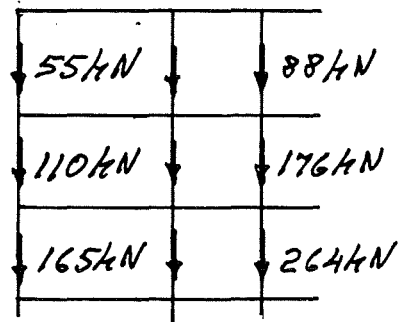
Nederste søjle

$$N_d = \underline{264 \text{ kN}}, \quad L_s = \underline{3,0 \text{ m}}$$

Valg iflg. T.S.

HE 120 B

$$N_{ud} = \underline{285 \text{ kN}} \cong N_d = \underline{264 \text{ kN}}$$



Summering  
af søjlelast.

Vindgitter, lodret last.Facadesøjler.

$$N_d = 5,5 \cdot \frac{4,0}{2} \cdot \frac{5,0}{4} \sim \underline{14 \text{ kN}}$$

Midtsøjler.

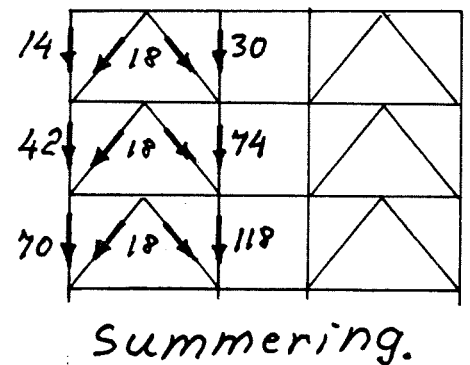
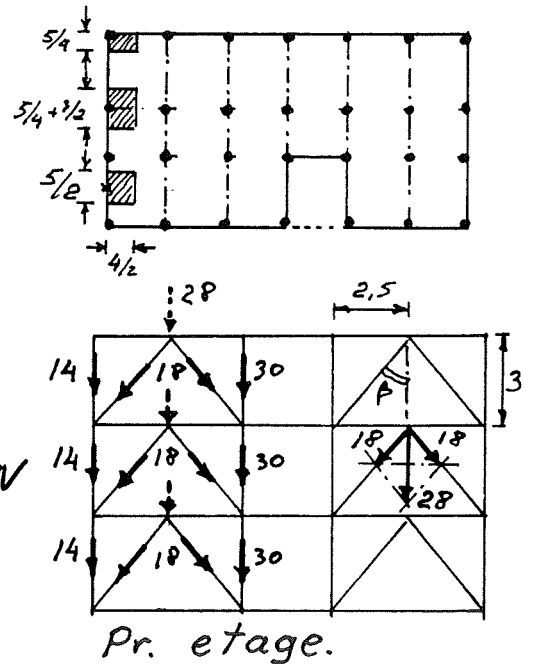
$$N_d = 5,5 \cdot \frac{4,0}{2} \cdot \left( \frac{5,0}{4} + \frac{3,0}{2} \right) \sim \underline{30 \text{ kN}}$$

Skråbånd.

$$F_d = 5,5 \cdot \frac{4,0}{2} \cdot \frac{5,0}{2} \sim \underline{28 \text{ kN}}$$

$$\tan \beta = \frac{2,5}{3,0} \Rightarrow \beta = \underline{39,8^\circ}$$

$$N_d = \frac{28}{2 \cdot \cos 39,8^\circ} \sim \underline{18 \text{ kN}}$$

Stabiliserende system.Vind på facade."Dækskive"

$$V_d = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 3,0 = \underline{3,9 \text{ kN/m}}$$

$$V_A = V_B = V_d = \frac{1}{2} \cdot 3,9 \cdot 24,0 = \underline{46,8 \text{ kN}}$$

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot 3,9 \cdot 24,0^2 = \underline{281 \text{ kNm}}$$

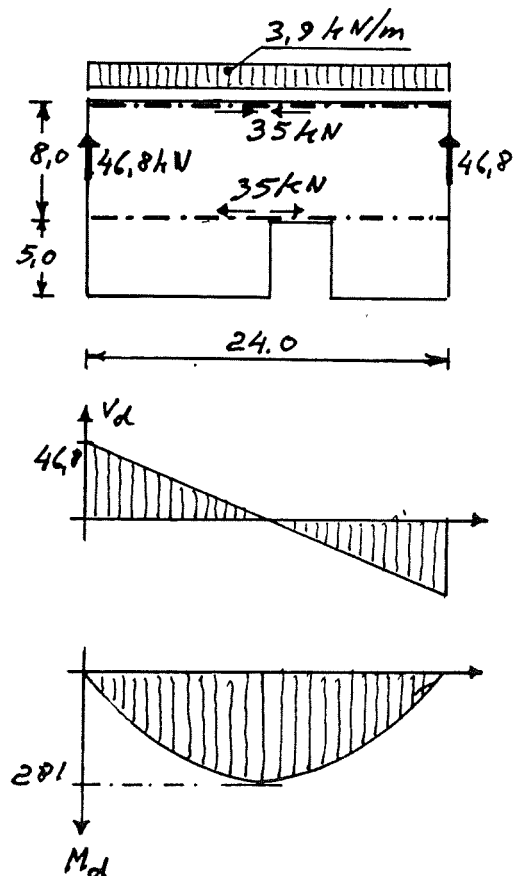
$$T = C = \frac{281}{8,0} = \underline{35 \text{ kN}}$$

$$L_s = \underline{4,0 \text{ m}}$$

Valg iflg. T.S.

$$\square \underline{80 \times 80 \times 3,6}$$

$$N_{ud} = \underline{75,1 \text{ kN}} \geq N_d = C = \underline{35 \text{ kN}}$$



Vindbjælke i facade.

$$W_k \cdot \frac{C_{1uv}}{C_{1uv} + c_{te}} = 1,0 \cdot \frac{0,7}{1,2} = \underline{0,6 \text{ kN/m}^2}$$

$$W \geq 625 \cdot 0,6 \cdot 1,3 \cdot 3,0 \cdot 4,0^2 = \underline{23 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}$$

$$U = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot a \cdot L^4 \cdot 10^{12}}{0,21 \cdot 10^6 \cdot I} \leq \frac{L \cdot 10^3}{200} \Rightarrow$$

$$I \geq 13 \cdot 10^3 \cdot q \cdot a \cdot L^3$$

$$I \geq 13 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \cdot 4,0^3 = \underline{1,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}$$

Valg □ 100x50x4,5

$$I = 1,55 \cdot 10^6 \geq 1,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W = 31 \cdot 10^3 \geq 23 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Alternativ.

Hvis „dækskivens“ kantbjælke også skal optage vindlasten. Bøjn:  $W = 23 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Tryk/træk:  $N_d = 35 \text{ kN}$ ,  $L_s = 4,0 \text{ m}$

Valg □ 80x80x6,3

Iflg. T.S.  $I = 1,65 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

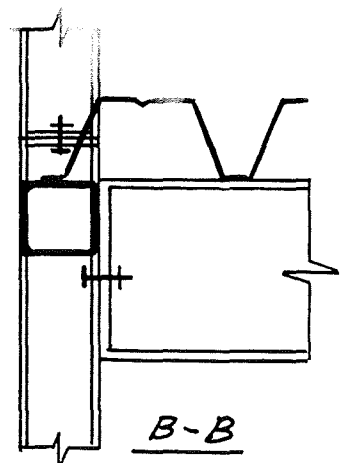
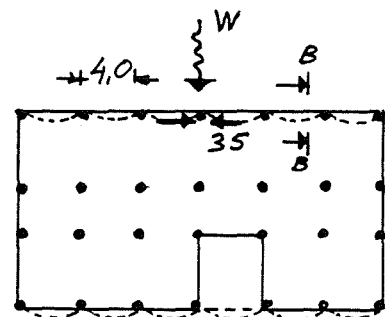
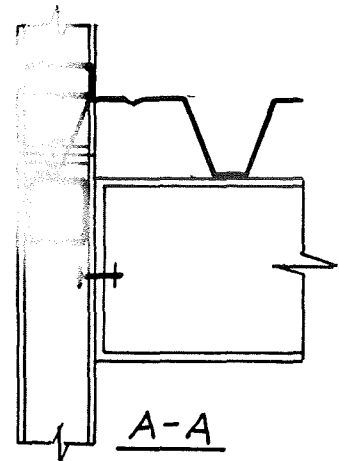
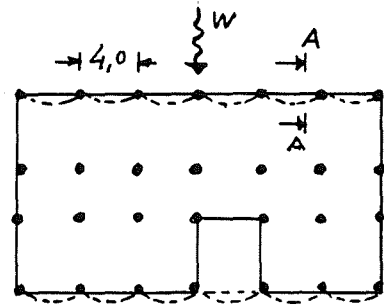
$N_{ud} = 119 \text{ kN}$   $W = 41,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$

Udnyttelse af tværsnittet.

$$\frac{N_d}{N_{ud}} = \frac{35}{119} = \underline{0,30 = 30\%}$$

$$\frac{W_{n\phi dv}}{W} = \frac{23 \cdot 10^3}{41,3 \cdot 10^3} = \underline{0,56 = 56\%}$$

$$0,30 + 0,56 = \underline{0,86 \approx 1,0 = 100\%}$$





103.

Vindgitter vandret last.

2 gitre pr. gavl.

$$F_{d3} = 1,0 \cdot 1,3 \left(4,0 + \frac{3,0}{2}\right) \cdot \frac{24,0}{2} \cdot \frac{1}{2} = \underline{43 \text{ kN.}}$$

$$F_{de} = F_{d1} = 1,0 \cdot 1,3 \cdot 3,0 \cdot \frac{24,0}{2} \cdot \frac{1}{2} = \underline{23 \text{ kN.}}$$

Nederste fag. (etage).

$$F_{d1+2+3} = 43 + 2 \cdot 23 = \underline{89 \text{ kN.}}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,0}{2,5} = \underline{50,2^\circ}$$

$$F_{dst} = \frac{89/2}{\cos 50,2^\circ} = \underline{70 \text{ kN.}}$$

$$V_{A1} = V_{B1} = \frac{89 \cdot 3,0}{5,0} = \underline{54 \text{ kN.}}$$

$$L_s = \frac{3,0}{\sin 50,2} = \underline{3,9 \text{ m.}}$$

Facadesøjle.

$$N_d = 70 + 54 = \underline{124 \text{ kN.}}$$

Da søjlen i normalfag

har  $N_d = \underline{165 \text{ kN}} > 124 \text{ kN}$

voelges samme dimension.

HE 100 B.

Midtsøjle

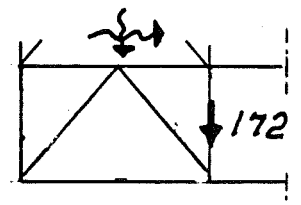
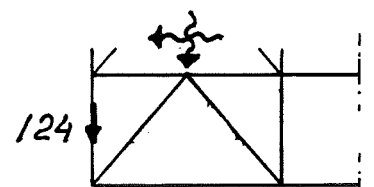
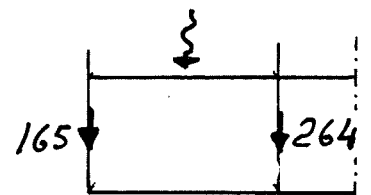
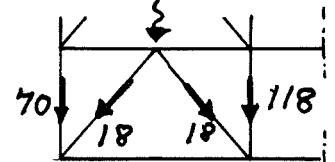
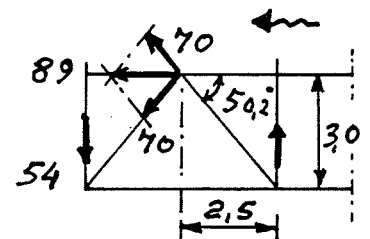
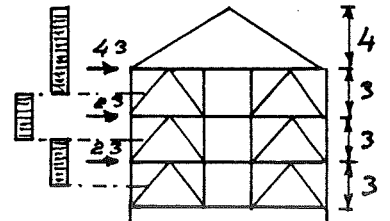
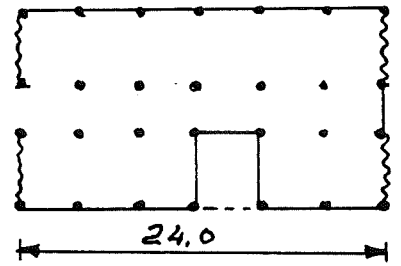
$$N_d = 118 + 54 = \underline{172 \text{ kN.}}$$

Da søjlen i normalfag

har  $N_d = \underline{264 \text{ kN}} > 172 \text{ kN}$

voelges samme dimension.

HE 120 B.



Skråbånd.

$$N_d = 18 + 70 = \underline{88 \text{ kN}}$$

Valg iflg T.S.

HE 100B

$$N_{ud} = \underline{106 \geq N_d = 88 \text{ kN.}}$$

Der er ved overslagsdimensioneringen af søjler og skråbånd ikke taget hensyn til  $\psi$ . f. eks. bliver

$N_d$  for skråbånd i

$$\text{L.k. } \underline{1,0G + 1,3Q + 0,5W}$$

$$N_d = 18 + 70 \cdot \frac{0,5}{1,3} = \underline{45 \text{ kN.}}$$

og i

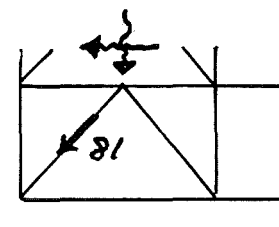
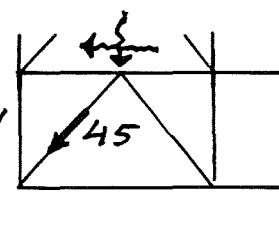
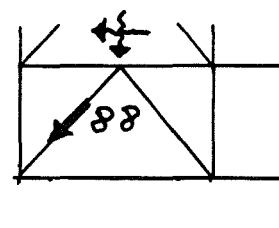
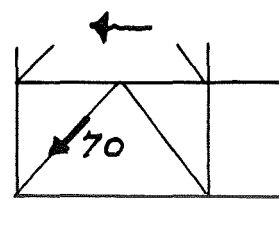
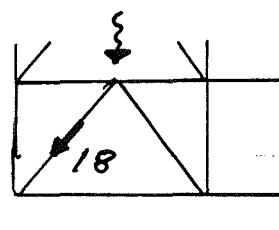
$$\text{L.k. } \underline{1,0G + 0,5Q + 1,3W.}$$

$$\text{Last } (2,5 \cdot 0,5 + 1,5 + 0,75) \cdot \frac{5,0}{2} \cdot \frac{4,0}{2} = \underline{17,5 \text{ kN}}$$

$$N_d = \frac{17,5/2}{\cos 39,8^\circ} = \underline{11 \text{ kN}}$$

$$N_d = 11 + 70 = \underline{81 \text{ kN.}}$$

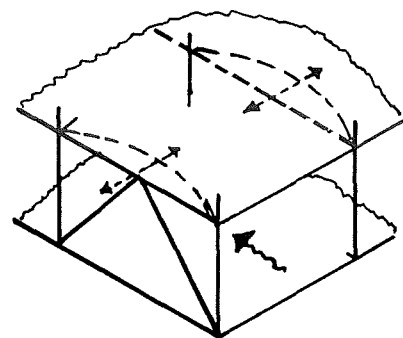
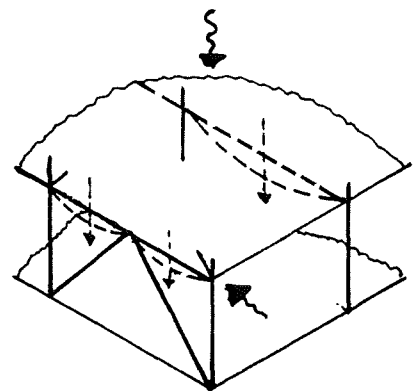
Forstørelsen på 7 kN er uden betydning, når projektforslagets lastforudsætninger tages i betragtning.



Bjælker i vindgitter.

Da bjælkerne her kun er 2,5 m lange, og søjlelængden har samme mål, vil en IPE 240, samme dimension som normalfagets bjælker sikkert være tilstrækkelig.

Valg. IPE 240.

Længdestabilitet.Underbygning.

Dækskive forhindrer udbøjning af gitterstang.

