

Korrugerte takplater som vindavstivning i bygninger

Corrugated sheet metal panels used as wind-brazing of buildings

Av sivilingeniør Ph. D. Johan Caspar Falkenberg

Norges byggforskningsinstitutt

NORGES BYGGFORSKNINGSINSTITUTT



OSLO 1970

Korrugerte takplater som vindavstivning i bygninger

Av sivilingeniør J.C. Falkenberg, Ph.D.
Norges Byggeforskningsinstitutt

og 624.073 : 624.014.2
F
2ex
A: 699.83

Profilerte plater av stål, med forskjellige typer av overflatebehandling, anvendes i dag i meget stor utstrekning som bærelag i tak og som veggkledning, spesielt for industribygg. Forbruket av slike materialer er økende, og svenske prognoser forutsier en meget sterk økning i de kommende år.

Mange konstruktører har vel tenkt seg at en takskive av korrugerte plater skulle ha tilstrekkelig stivhet i sitt plan til å tjene som horisontalavstivning, i første rekke for vindkrefter, av bygningen. Man har imidlertid manglet et beregningsgrunnlag med de nødvendige data om platenes styrke og stivhet mm. Følgelig har man ikke kunnet ta takskivens avstivende effekt i betraktning, og har måttet sørge for å stive av bygningen på annen måte, så som ved hjelp av såkalte vindfagverk, innspenning av søyler mm.

I USA, som har vært et foregangsland når det gjelder bruk av profilerte plater, har skivevirkningen (diaphragm action) ved korrugerte plater vært gjenstand for omfattende eksperimentelle undersøkelser — i første rekke ved Cornell University fra slutten av 50-årene. Det er i dag i USA vanlig å utnytte skivevirkningen til å avstive bygningen slik at vindfagverk o.l. kan sløyfes, noe som medfører materialbesparelser såvel som konstruktive forenklinger.

Med dette som bakgrunn ble Norges byggeforskningsinstitutt i januar 1968 av firmaet Robertson Nordisk A/S anmodet om å utføre belastningsforsøk på skivekonstruksjoner av noen av de plateprofiler (Q-dekk — figur 1) som selskapet har på sitt produksjonsprogram. Med tanke på at det skulle skapes et grunnlag for innføring av vindavstivende skivekonstruksjoner i Norge og Norden forøvrig, fant man ved NBI at et relativt omfattende utredningsarbeid måtte til, og oppdraget kom derfor til å omfatte en god del analytisk arbeid støttet opp av modellforsøk og belast-

ningsprøver av forskjellige slag. Arbeidet ble avsluttet i november 1968.

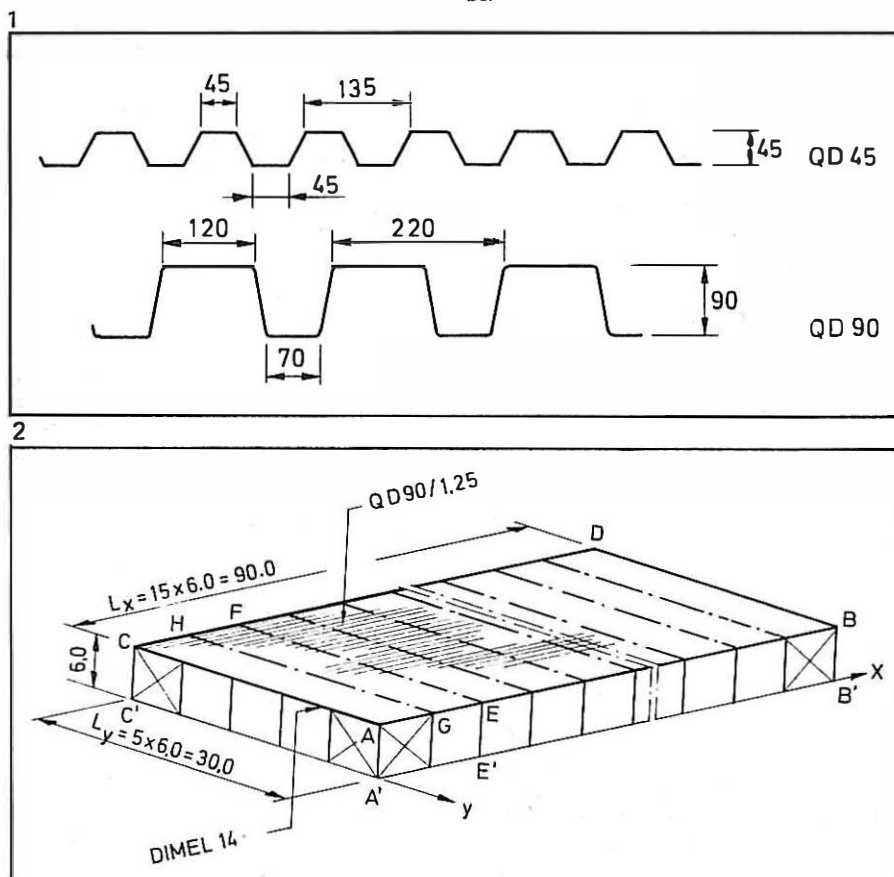
Vi skal i denne artikkelen kort gjøre rede for en del konstruktive og beregningsmessige prinsipper ved slike konstruksjoner, basert på det arbeid — eksperimentelt og analytisk — som har vært utført ved NBI.

Generelt om beregning av tynnplatekonstruksjoner

Den gjeldende norske standard for stålkonstruksjoner — NS 424A — og tilsvarende utenlandske standarder — er

Fig. 1. Plateprofiler

Fig. 2. Konstruksjonssystem for regneeksem-
pel



i første rekke beregnet på konstruksjoner med varmvalsede profiler, og er ikke særlig anvendelige for tynnplatekonstruksjoner som er karakterisert ved at utbulings- eller utknekningsfenomener av forskjellig art dominerer styrkeberegningen. "Klassisk" platekneknings teori gir ikke noe riktig bilde av disse forhold idet bruddlasten for trykkpåkjennte plater kan være både 2 og 3 og 4 ganger den beregnede "kritiske last" ("post buckling strength").

I USA har American Iron and Steel Institute (AISI) utarbeidet en egen standard for beregning av tynnplatekonstruksjoner [1]. Denne er for en stor del empirisk basert og inneholder foruten de rene beregningsregler en konsis fremstilling av det analytiske og eksperimentelle bakgrunnsmateriale og kan anbefales konstruktører med interesse for tynnplatekonstruksjoner – et område i sterk utvikling.

Ved fastsettelsen av de foreslåtte tillatte spenninger i forslaget til beregningsgrunnlag [9] har man fulgt amerikansk praksis og som tillatt basisverdi anvendt $\sigma_b = \sigma_f / 1.65$ (σ_f = flytegrense = 3200 kp/cm² for det undersøkte materiale) for trykk og strekk, og $\tau_b = 2/3\sigma_b$ for skjærspenning, med visse reduksjoner – avhengig av platens slankhet – pga. tendensen til utbulning.

De tykkelser, t , som er anført er nominelle tykkelser, altså stål + sinkbelegg, og den effektive tykkelse, t^* = $t - 0.05$ mm. Videre er det hensiktsmessig å angi spenninger som kraft pr lengdenhet, kp/cm.

Forbindelsesmidler

Sammenføyning ved tynnplatekonstruksjoner er et kapittel for seg, og vi skal her ganske kort omtale de to sammenføyingsmidler som er mest aktuelle ved de omtalte takkonstruksjoner, nemlig pluggsveis for feste av tynnplate til grovere profil, og blindnagling (popnagling) for sammenføyning av to tynnplater. Begge disse metoder krever tilgang kun fra en side, noe som er ønskelig ved takkonstruksjoner.

Pluggsveisen – eller smeltepunktssveisen som kanskje er et mer korrekt uttrykk – dannes ved at man med en spesiell elektrode brenner seg gjennom tynnplaten og ned i det underliggende gods slik at det dannes en sveiseplugg på størrelse med en toøring, (se figur 9 og 10). I tabell I er gitt en del resultater av belastningsprøver med pluggsveiser.

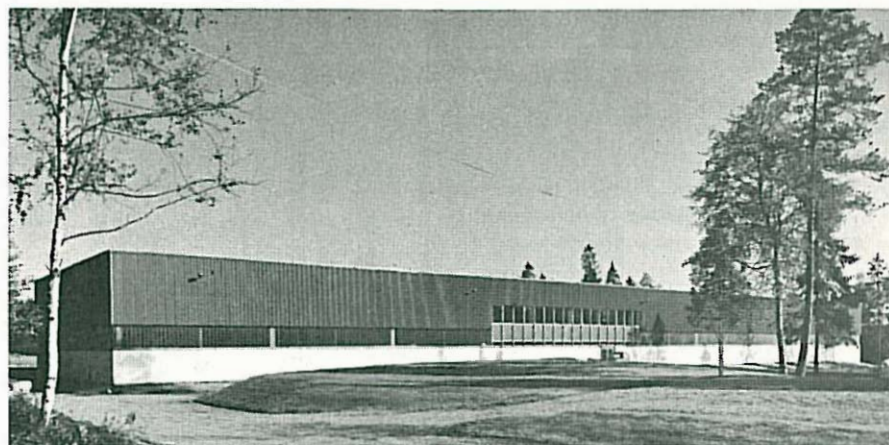


Fig. 3. Industribygget utført med profilerte plater

Tabell I – Fasthet av pluggsveiser

t, mm	Strømstyrke, Amp	Skjærkraft i planet		Strekk P.L. planet		
		T _{brudd}	T _{full}	T	P _{brudd}	P _{full}
0,7	130	1120	450	215	120	50
0,8	150			170	160	65
0,9	160			320	180	75
1,0	175			220	210	85
1,1	190	1535	610	290	280	110
1,25	200	1547	610			

Ved samtidig skjærkraft T i planet

Tabell II – Fasthet av popnagleforbindelser

	t, mm	T _{brudd}	T _{full}
Popnagler, 3/16" stål	0,75	215	110
3 strik i sømvrirke	1,00	315	150
T popnagle	1,25	300	150

I tabell II er gitt en del resultater fra belastningsprøver på popnaglesammenføyninger.

Beregning av vindavstivende takskeive

Vi skal nå kort redegjøre for en del konstruktive og beregningsmessige prinsipper som de omtalte skivekonstruksjoner kan baseres på. Det synes naturlig – og hensiktsmessig – å knytte fremstillingen til et konkret konstruksjonseksempel, følge kreftenes gang innover i konstruksjonen, og derved introdusere beregningsunderlaget i en naturlig sammenheng.

Vi tar for oss konstruksjonen på figur 2, som viser en enkel, rektangulær bygning 30 x 90 m med 6 m søyleavstand, og 6 m vegg høyde. Bæresystemet er enkle dragere, f.eks. fagverksdragere, opplagt på søyler. For enkelthets skyld er taket flatt, men et svakt fall i tverretningen til begge sider vil ikke influere på beregningen. Vindtrykket antas lik $p_v = 100$ kp/m² jevnt fordelt på veggen.

Vind mot kortveggen

Vi antar at vindtrykket overføres til søylene som er leddet i begge ender.

Horisontalkreftene fra søylenes øvre ender opptas av takskeive AEFC (figur 4 hvor randdrageren AC og overflensen på drageren EF virker som gurter slik at hele konstruksjonen virker som en høy drager opplagt langs veggpartiene AE og CF.

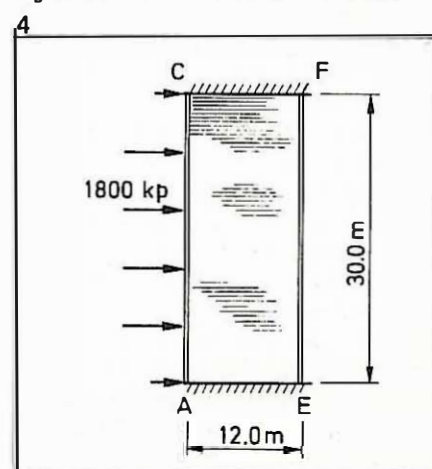
Innføring av horisontal søylekraft i skive

Søylekraften $P = 1800$ kp. Spørsmålet melder seg hvor stor stivhet randdrageren AC må ha for å kunne fordele kraften slik at man ikke får lokal knekning av platen, som vist på fig. 7 En analyse av forholdene [10] viser at randdragerens nødvendige stivhet i x-retningen kan beregnes av uttrykket

$$I_{n\delta dv} = \frac{\gamma P^3}{\sigma_{kant}^3} \cdot t^*$$

hvor $\gamma = 0.89$ for det aktuelle profil og σ_{kant} er tillatt kanttrykkspenning, bes-

Fig. 4 "Aktiv" takskeive ved vind mot AC



temt ved en serie belastningsprøver [8], se tabell III. Med $\sigma_{kant} = 230 \text{ kp/cm}$ har vi

$$I_{n\ddot{o}dv} = 0.89 \left(\frac{1800}{230} \right)^3 \cdot 0.12 = 51.2 \text{ cm}^4$$

Den valgte randdrager, DIMEL 14 har $I_y = 373 \text{ cm}^4$ og har derfor rikelig stivhet.

Av formelen ovenfor kan vi beregne den opptredende kanttrykkspenning σ_x lokalt ved søylen

$$\sigma_x = P \sqrt{\frac{\gamma t}{I}} = 1800 \sqrt{\frac{0.89 \cdot 0.12}{373}} = 119 \text{ kp/cm}$$

Den totale kraft mot platens bunnflens er derfor $119 \times 7 = 830 \text{ kp}$ hvilket krever 2 pluggsveiser i bølgedalen.

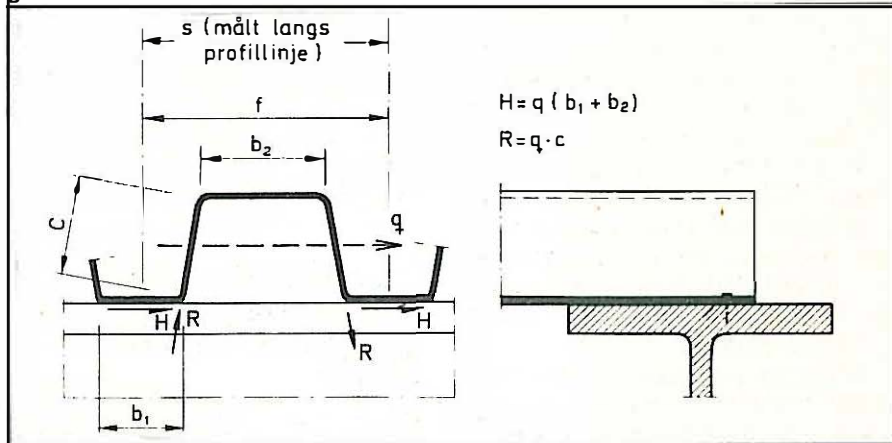
Overføring av skjærkrefter mellom plate og randrager

Den maksimale skjærkraft som må overføres mellom randdragere og plater blir, i.h.h.t. elementær bjelketeori

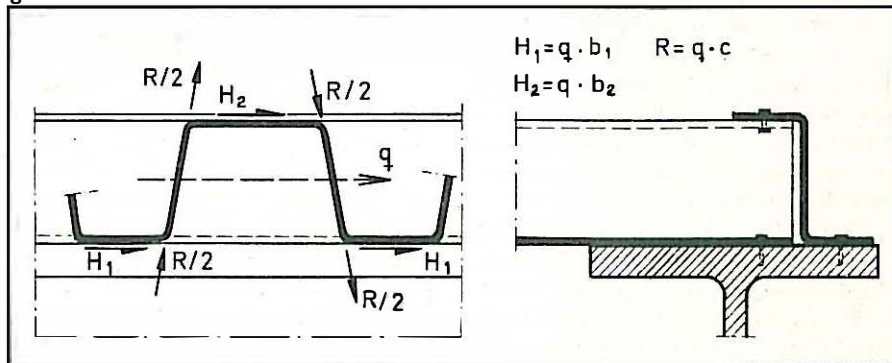
$$q_{max} = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 1800/12.0 = 300 \text{ kp/m} = 3.0 \text{ kp/cm}$$

Langs CF og AE, parallelt med korrugeringene, byr dette ikke på problemer, idet platens bunnflens sveises flatt til randdragerne. Vi skal nå se på hvorledes skjærkrefter kan innføres langs platens brukne rand, når platen er festet til drageren i bølgedalene som vist på figur 5. Det viser seg at skjærkraften q , som virker i platens tyngdepunktplan, forårsaker krefter H og R som vist. H virker som en skjærkraft i berøringsplanet og opptas lett av en pluggsveis. R , derimot, virker som en avvekslende strekk og trykk \perp berøringsplanet, og vil ha en tendens til h.h.v. å slite platen løs (lokke ut sveispluggen) og knekke platesteget. En tynn plate er dårlig egnet til å motstå slike påkjenninger, og den viste innfestningsmetode, som er den vanlige, begrenser i virkeligheten sterkt størrelsen på de skjærkrefter som kan innføres i platen. Imidlertid vil det i taksriver for normalt proporsjonerte bygg som følge av vind opptre meget små skjærkrefter, og man opererer i denne henseende med en så lav utnyttelsesgrad av platene, av størrelsesorden 10 %, at den ovennevnte begrensning vanligvis er uten betydning. En forsterket form er vist på figur 6 der man ved å benytte et Z-formet endebeslag, kan fordoble skjærkraft-kapasiteten.

5



6



Det er ved NBI utført en rekke forsøk for å bringe på det rene hvilke skjærkrefter som ved de viste innfestninger kan opptas, for forskjellige tykkelser av de to viste profiltypene. En del foreslåtte tillatte skjærkrefter er gitt i tabell III.

For vårt eksempel ser vi at det med feste uten endebeslag, alt. I, kan tillates $q = 10.6 \text{ kp/cm}$, hvilket rikelig dekker den opptredende skjærkraft på 3.0 kp/cm .

Skjærspenninger i platene

Spørsmålet om hvilke skjærspenninger τ som kan tillates i platene i seg selv, skal omtales ganske kort da dette forhold sjelden vil være dimensjonerende. Tillatt skjærspenning fastlegges ut fra to hensyn, nemlig hensynet til lokal knekning av de enkelte platepartier (steg og flenser) samt hensynet til "ortotrop" eller "global" knekning av panelet. Det første kriterium gir verdier for τ som ligger godt over verdiene i tabell III, som er begrenset av innfestningen, og er gitt i [9].

Det annet hensyn gir et kriterium av formen

$$\tau_{till} = \frac{K_{kn}}{a^2}$$

hvor K_{kn} tas av tabell III og a er platens spennvidde.

Fig. 5. Feste til randdrager - alt. I

Fig. 6. Feste til randdrager - alt. II

Aksialkrefter i randdragerne

Totalt bøyemoment i skiveplanet blir

$$M_y = \frac{4}{2} \cdot 1800 \cdot 15 - 1800(3+9) = 32400 \text{ kpm}$$

Aksialkraft i gurtene AC og EF blir $32400/12 = 2700 \text{ kp}$ hvilket uten vanskelighet kan opptas innenfor det 20 % tillegg i spenninger som tillates for ordinær + ekstraordinær last.

Deformasjoner og utbøyninger

Når den korrugerte plate er festet til randdrageren som vist på figur 5, vil det ved innføring av skjærkraft finne sted ved innføring av skjærkraft finne sted en vridning (hvelving) av profilet, idet bølgetoppene forskyver seg sideveis. Dette ser man på figur 9 og særlig på figur 11. Forholdet er nærmere utdypet i [4], [5] og [6] og det viser seg at bølgetoppenes vridning v kan beregnes av uttrykket $v = q/K_2 a$ hvor K_2 er en stivhetsfaktor som

avhenger av plateprofil og platetykkelse, se tabell III. I vårt beregningseksempel har vi $K_2 = 0.10 \text{ kp/cm}^3$ slik at den maksimale vridning blir

$$v_{\max} = \frac{3,0}{0,10 \cdot 1200} = 0,025 \text{ cm} = 0,25 \text{ mm}$$

altså ubetydelig.

Ved belastningsprøver på korte pannelengder kan vridningen bli meget merkbar, som man ser av figur 11. Ved små skjærkrefter og mer normale pannelengder a , vil vridningen neppe være av en slik størrelse at man risikerer skader på isolasjonslag og papptekking. Belastningsforsøk utført ved NBI på en skive $2 \times 8 \text{ m}$ (figur 8 og 9) viste meget god overensstemmelse mellom beregnet og målt deformasjon [6].

Utbøyning av takskenen i planet kan beregnes som for en bjelke, idet man for skjærdeformasjonen benytter den modifiserte skjærmodul G^* gitt ved

$$1/G^* = 1/G_1 + 1/K \cdot a^2$$

hvor a er pannelengden og G_1 og K er gitt i tabell III. For vårt beregningseksempel får vi $G^* = 39300 \text{ kp/cm}$. Utbøyningen pga. skjærspenninger blir da

$$\Delta_T = \frac{3,0 \cdot 600}{39300} + \frac{1,5 \cdot 600}{39300} = 0,07 \text{ cm} = 0,7 \text{ mm}$$

Antar vi gurt-tverrsnitt $F = 30 \text{ cm}^2$ har vi pga. gurttøyning

$$\Delta_\sigma = \frac{189 \text{ Pc}^3}{24EI} = \frac{189 \cdot 1800 \cdot 600^3}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 30 \cdot 1200^2 / 2} = 0,4 \text{ mm}$$

Total elastisk utbøyning $\Delta = 1,1 \text{ mm}$

Sammenligning med konvensjonelt vindfagverk

Dersom avstivning skjer ved et vindfagverk i feltet CAGH, figur 2, med strekkbånd av L 50-50-5 i kryss i felter på $6 \times 6 \text{ m}$, ville man få følgende utbøyninger ved samme vindlast som ovenfor:

$$\begin{aligned} \Delta_T &= 9,1 \text{ mm} \\ \Delta_\sigma &= 2,8 \text{ mm} \\ \text{totalt} &= 11,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

eller 10 ganger takskenens utbøyning.

Det er derfor klart at en taksken av korrugerte plater, forutsatt at disse er forsvarlig forbundet innbyrdes og til

Tabell III - Foreslåtte tillatte spenninger

Profil	l mm	σ_{kant} kp/cm	q_{till} kp/cm ²			σ_{pl}^{**} kp/cm	$K_{\text{K}} \cdot 10^{-4}$ kp/cm	G_1 kp/cm	K kp/cm ³	K_2 kp/cm ³
			Spenn m	pluggsveis						
				alt I	alt II					
QD45	0,7	125	3,0	9,2	21,2	19	154	37600	0,31	0,50
	0,9	165	3,5	18,8	40,8	29	230	49300	0,70	1,10
QD90	0,8	125	4,5	4,0	11,8	11	633	36500	0,020	0,024
	0,9	155	5,0	5,3	14,7	13	765	41300	0,029	0,035
	1,0	185	5,5	7,3	18,8	16	910	46300	0,041	0,050
	1,25	230	6,0	10,6	26,1	25	1300	58400	0,082	0,10

*for samtidig vertikallast 180 kp/m^2 og dobbelt spenn **platens momentkapasitet for ordinær last er fullt utnyttet

7

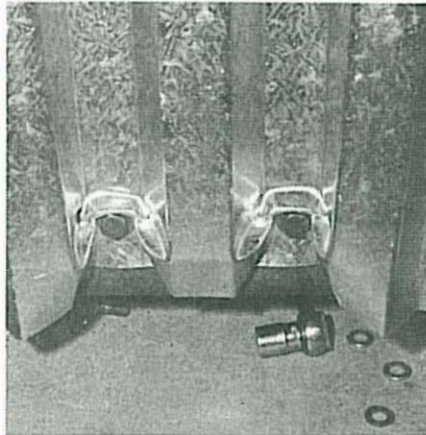


Fig. 7 Kant-trykk-prøve

8

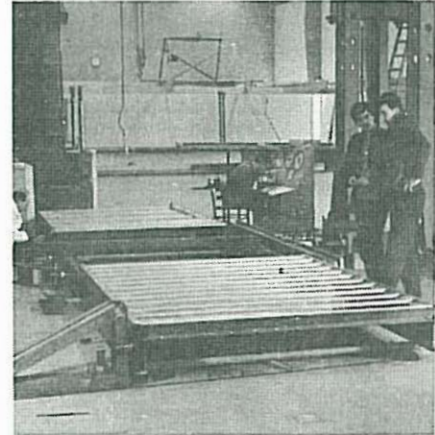


Fig. 8 Skivemodell $2 \times 8 \text{ m}$ for bestemmelse av skjærstivhet

9

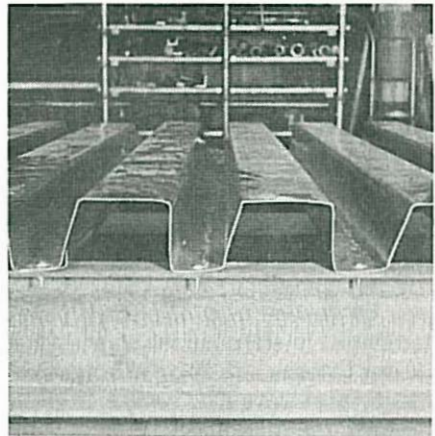


Fig. 9 Paneler under skjærbelastning. Bemerk toppflens forskyvning mot høyre

randdragerne, er så stiv at det aller meste av vindkraften vil opptas av skiven enten man regner med dette eller ikke, og at følgelig fagverket kan (og bør!) sløyfes, iallfall når takplatene er montert, og at takplatene og deres innfestning bør dimensjoneres for de opptredende krefter.

Vind mot langvegg AB

Vi antar nå at hele taksken ABCD virker som en drager, belastet i planet langs AB og fastholdt langs kortveggene AC og BD.

Innføring av søylekraft

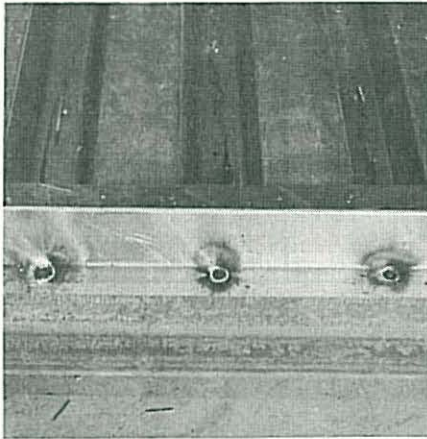
Søylekraften $P = 1800 \text{ kp}$ føres nå inn via hoveddragerne og fordeles over

en lengde på 30 m . Antar vi, konservativt, at kraften avgis etter en lineær kurve, med max. langs AB og lik 0 ved CD får vi $p_{\max} = 2 \times 1800/30 = 120 \text{ kp/m}$ eller ca 25 kp pr bølgedal, hvilket ikke representerer noe problem. Man kan benytte f.eks. 1 pluggsveis i hver 2. eller 3. bølge.

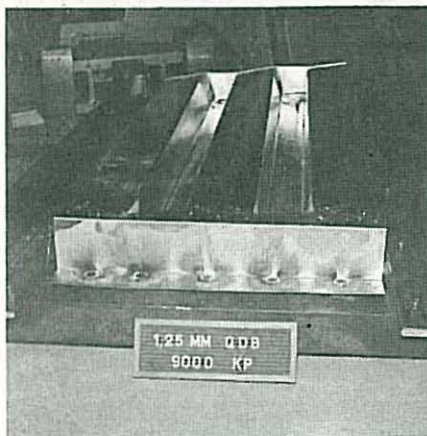
Skjærkrefter

Maksimal skjærkraft i skiveplanet blir $3/2 \times 1/2 \times 14 \times 1800/30 = 630 \text{ kp/m} = 6,3 \text{ kp/cm}$. Dette tas vare på som nevnt på side 4.

10



12



Opptagelse av bøyende moment i skiveplanet

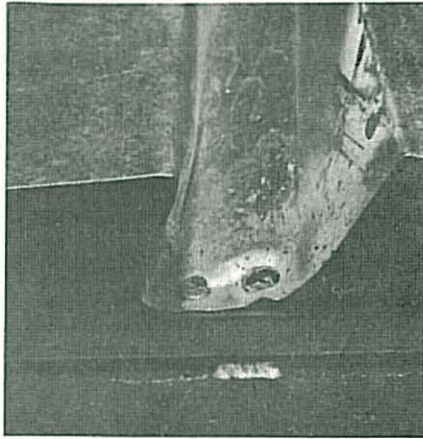
Det totale bøyende moment $M_x = 300 \times 90^2 / 8 = 303\,000$ kpm. Spørsmålet er nå om platene selv kan oppta dette moment ved strekk- og trykkspenninger i korrugeringsretningen. En analyse av problemet [7] viser generelt at jo større taksikven er, jo mer vil den i statisk virkemåte nærme seg en flat, avstivet skive med samme treghetsmoment om midtlinjen. Beregning av spenninger og utbøyninger kan skje efter bjelketeori idet man benytter de reduserte motstands- og treghetsmoment

$$W' = W/\alpha_w \quad I' = I/\alpha_i$$

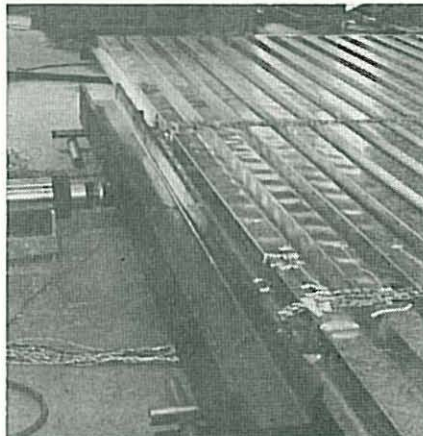
hvor α_w og $\alpha_i \geq 1$ og avhenger av korrugeringsprofilens form og høyde, platetykkelse, skivens spennvidde samt antall korrugeringer. Beregningen av disse faktorer er komplisert og er gjennomført ved hjelp av ED8.

Verdiene kan tas ut av diagrammer i [7] eller [9]. For vårt eksempel får vi $\alpha_w = 1.0$ og $\alpha_i = 1.0$ idet skiven er meget stor. Skivens motstandsmoment i planet er

11



13



$$W_x = \frac{sL_y^2}{f6\alpha_w} = \frac{37}{22} \frac{30^2 \cdot 10^4}{6 \cdot 1.0} = 2,52 \cdot 10^6 \text{ cm}^2$$

og

$$\sigma_x = \frac{3,03 \cdot 10^7}{2,52 \cdot 10^6} = 12.0 \text{ kp/cm}$$

I tabell III er gitt tillatte verdier for σ_{xe} , som er en 20 % tilleggsspenning ved ekstraordinær last under forutsetning av at platens momentkapasitet for ordinær vertikal last er fullt utnyttet. For den aktuelle plate har vi $\sigma_{xe} = 25$ kp/cm, mao. skiven kan selv oppta momentet i sitt plan fra vind mot langveggen. Spesielle randdragere for opptagelse av aksialkrefter langs AB og CD, slik som foreskrives i [2], er unødvendig, de vil allikevel ikke ta nevneverdig kraft.

Det ble ved NBI utført et belastningsforsøk på en skive 9.0 x 3.4 m (figur 13) for å verifisere ovennevnte beregningsmetode. For denne modellen var reduksjonsfaktorene

$$\alpha_w = 1,29 \text{ og } \alpha_i = 3,22$$

Spenningsmålingene, utført ved hjelp av strekkklapper, ga en viss spredning på resultatene, noe som delvis må tilskrives den eksperimentelle teknikk, dog med

Fig. 10 Randavstivning med Z-beslag

Fig. 11 Typisk brudd ved skjærbelastning i planet. Gjennomlokningskraften $R = 140$ kp (Jfr. fig. 5), $t = 0,8$ mm. Panellengden her er ca 120 cm. Ved normale panellengder (5–10 m) vil vridningen (hvelvingen) knapt være merkbar.

Fig. 12 Belastningsprøve på lite panel, ca 120 x 70 cm. Skjærspenningen i platen er ca 60 kp/cm

Fig. 13 Bøyning i planet ved belastning \perp korrugeringsene. Spenninger måles ved strekkklapper, $P = 15$ tonn. Bemerk buklingsdeformasjonene i de trykte flenser. Disse kan man observere allerede ved lave brukslast

en klar hovedtendens mot beregningsresultatene. De målte utbøyninger var 15 % større enn hva som var beregnet, hvilket under omstendighetene må sies å være bra, [7].

Utbøyninger

I h.h.t. ovenstående har skiven et treghetsmoment:

$$I = \frac{sL_y^3 t}{f12\alpha_i} = \frac{37}{22} \frac{3000^3 \cdot 0,12}{12 \cdot 1,0} = 4,52 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_\sigma = \frac{5}{384} \frac{pL_x^4}{EI} = \frac{5 \cdot 3 \cdot 9000^4}{384 \cdot 4,52 \cdot 10^8 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 0,27 \text{ cm} = 2,7 \text{ mm}$$

$$\Delta_T = \frac{pL_x^2}{8G_s L_y} = \frac{3 \cdot 9000^2}{8 \cdot 58400 \cdot 3000} = 0,17 \text{ cm} = 1,7 \text{ mm}$$

$$\Delta \text{ total, elastisk} = 4,4 \text{ mm}$$

Taksikvens elastiske utbøyning fra vindkrefter blir altså meget liten, ca 1/2000 av skivens spennvidde. Man må imidlertid være klar over at det i tillegg kommer "plastiske" deformasjoner fra sammenføyningene. Disse spørsmål er nærmere behandlet i [4].

Konklusjoner

● Det foreligger et omfattende analytisk og eksperimentelt grunnlag for beregning av vindavstivende taksikver av korrugerte tynnplater. De foreliggende data m.h.p. styrke og stivhet

refererer seg til to spesielle profiltyper, og det bør for andre profiler etableres tilsvarende data.

- Vanligvis vil skjærspenningene i platen, fra vindkraft, bli små, i foreliggende eksempel ca 6 kp/cm mens platenes skjærfasthet ligger i området 150–200 kp/cm.
- Sammenføyningen mellom plate og randdrager begrenser sterkt de skjærkrefter som kan føres inn i platen – disse vil ved de omtalte profiltyper ligge på ca 15–20 % av platenes skjærfasthet.
- Når skivens dimensjoner, lengde og bredde, blir store i forhold til korrugeringshøyden vil korrugeringsinnflytelse på skivestivheten være raskt avtagende, og skiven vil i statisk virkemåte nærme seg en tilsvarende flat skive. Denne tendens øker med platetykkelsen.

- I sammenligning med et vindfagverk er taks skiven meget stiv, og vil derfor vanligvis ta den overveiende del av vindkraften.
- Prinsipielt er det ingen ting i veien for å utnytte skivevirkningen også i vegger med profilerte plater forutsatt at innfestningsdetaljer etc. kan utføres forsvarlig.

Litteratur

(en mer omfattende liste finnes i [10])

1. *Light gage cold formed steel design manual*. American Iron and Steel Institute, New York 1962
2. *Design of light gage steel diaphragms*. American Iron and Steel Institute, New York 1967
3. *A.H. Nilson: Shear diaphragms of light gage steel*. Journ. ASCE, Vol. 86, No. ST 11, Nov 1960
4. *Bryan, E.R. and W.M. El-Dakhakni:*

Shear flexibility and strength of corrugated decks. Journ. ASCE, Struct. Div. Nov. 1968
5. *J.C. Falkenberg: Diskusjon av ovennevnte*. Journ. ASCE. Juni 1969

Følgende rapporter og utredninger er utarbeidet ved NBI for Robertson Nordisk A/S:

6. *Prøvning og beregning av korrugerte takplaters stivhet som vindåvstivende element*. Rapport og utredning til Robertson Nordisk A/S. Apr. 1968
7. *Spenninger og deformasjoner i en korrugert plate belastet i sitt plan på tvers av korrugeringslinjene*. Utredning. Okt. 1968
8. *Rapport til Robertson Nordisk A/S vedr. diverse forsøk med QDD og QDB-plater*. Nov. 1968
9. *Forslag til beregnings- og dimensjoneringsgrunnlag for skivekonstruksjoner med QDD og QDB-plater*. Okt. 1968
10. *Kommentarer til ovennevnte*. Nov. 1968
11. *Strekkprøvning av skjøtforbindelser for galvaniserte, korrugerte stålplater*. Juni 1968

Særtrykk fra BYGG nr. 2 - 1970

Omslaget trykt i J. Petlitz Boktrykkeri (Rolf Rannem), Oslo