



LUND UNIVERSITY

Byggnadskonstruktioner med stora spännvidder

Pettersson, Ove

1972

[Link to publication](#)

Citation for published version (APA):

Pettersson, O. (1972). *Byggnadskonstruktioner med stora spännvidder*. (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 28; Vol. Bulletin 28). Lund Institute of Technology.

Total number of authors:

1

General rights

Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

Read more about Creative commons licenses: <https://creativecommons.org/licenses/>

Take down policy

If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

PO Box 117
221 00 Lund
+46 46-222 00 00

OVE PETTERSSON

BYGGNADSKONSTRUKTIONER MED STORA SPÄNNVIDDER

Byggnadskonstruktioner med stora spännvidder

Föredrag vid Stålbyggnadsdagen 1971

Ove Pettersson*

Den av Stålbyggnadsinstitutet arrangerade Stålbyggnadsdagen 1971, vilken genomfördes i Göteborg den 28 oktober 1971, ägnades temat "Konstruktioner med stora spännvidder". I inledningsföredraget, som i något förkortad version återges nedan, behandlades därvid frågan om vilka spännvidder, som för närvarande ur statisk synpunkt är möjliga att uppnå vid olika typer av bärverk — primärt i stål och armerad betong — om de för nuläget konstruktionsmaterial enligt gällande bestämmelser tillåtna spänningarna utnyttjas

Människans strävan att överträffa tidigare uppnådda prestationer är sannolikt lika gammal som människan själv. Inom byggnadskonsten kommer denna strävan kanske mest renodlat fram inom det område, som omfattar bärande konstruktioner för stora spännvidder. Begreppet "stor spännvidd" är därvid inget entydigt begrepp utan beror bl a av konstruktionstyp och material. Sålunda betyder t ex spännvidden 100 m för en tvåsidigt fritt upplagd balk utförd som träkonstruktion för närvarande en mycket stor spännvidd, som långt ifrån praktiskt realiserats och som troligen ej heller kommer att realiseras inom för oss överskådlig tid. Vid utförande i spännbetong däremot utgör spännvidden 100 m för den tvåsidigt fritt upplagda balken ungefär det maximimått, som brobyggaren uppnått under de senaste decennierna, under det att inom järn- och stålbyggnadstekniken spännvidden 100 m passerades för den tvåsidigt fritt upplagda balken redan för mer än 100 år sedan genom de av Robert Stephenson konstruerade och byggda Britannia- och Conwaybroarna i Wales med primärbärning av sluten lådbalkstyp (fig 1).

Vi ställer frågan: Vilka spännvidder är för närvarande med hänsyn till bärförmåga möjliga att uppnå vid olika konstruktionstyper, om vi utnyttjar aktuella konstruktionsmaterials maximalt tillåtna spänningar?

Den fundamentala frågeställningen uppträder i litteraturen första gången hos Galileo Galilei, som efter kätardomen år 1633 drog sig tillbaka till sin villa utanför Firenze, där han bl a slutförde sitt stora verk "Discorsi e

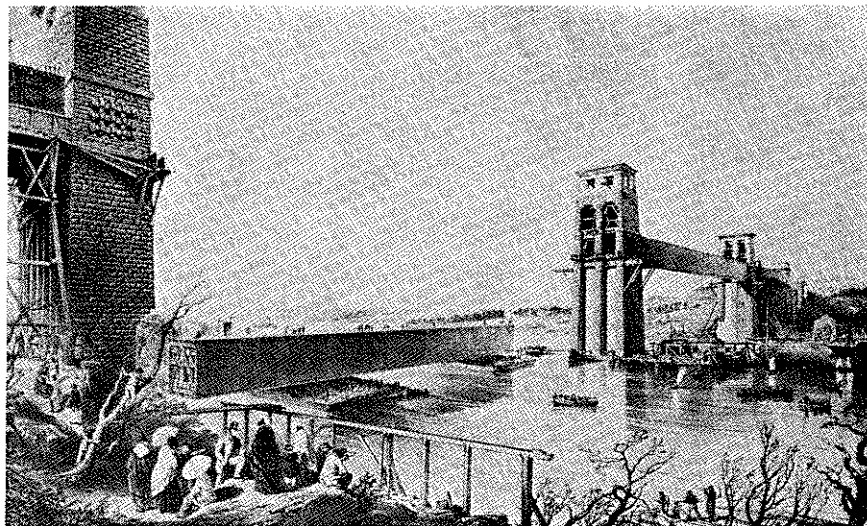
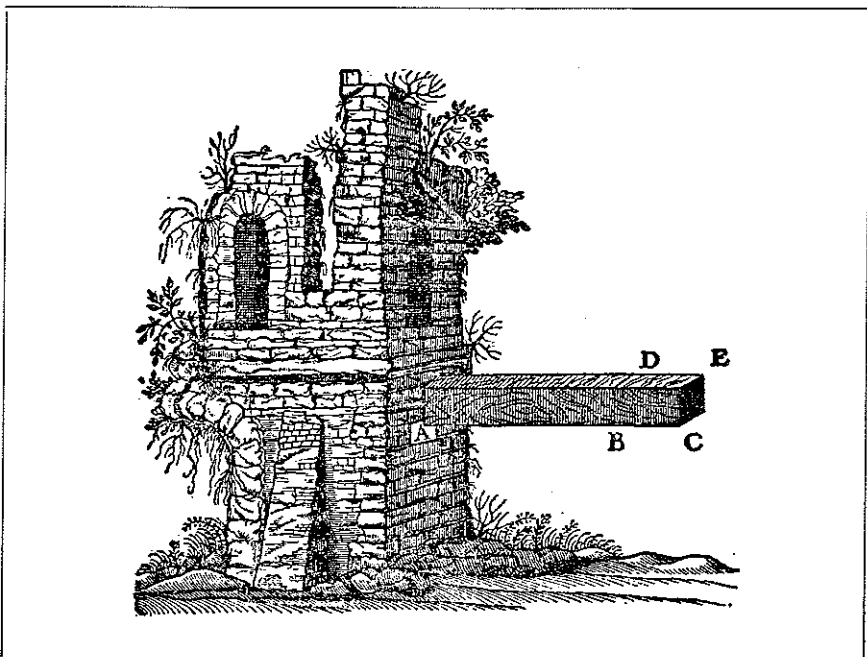


Fig 1. Britannia Bridge, Wales, byggd 1846—50

Fig 2.



* Professor
Inst för Byggnadsstatik
LTH, Fack 725
220 07 Lund 7. Tel 046-12 46 00

Dimostrazioni Matematiche Intorno à Due Nuove Scienze", tryckt i Leiden år 1638 [1]. I detta återfinns i de båda första dagarnas dialoger, vilka i stor utsträckning sysslar med hållfasthetstekniska problem, bl a definitionen (fig 2): "Bland massiva balkar av lika form, finns det en och endast en, som under inverkan av sin egen vikt får en största spänning, som ligger just på gränsen mellan brott och icke brott; det betyder, att varje balk, som görs större än denna gränsbalk, ej förmår bära sin egen vikt utan brister, medan varje balk, som görs mindre, utöver sin egen vikt förmår bära också någon tillskottslast, innan bristning sker".

Vi utvecklar tankegången och belyser för Galileis konsolbalk med rektangulär och efter sin längd konstant sektion möjliga spännvidder vid en utformning i armerad betong med kvaliteten K 400 [2]. Fig 3 visar, hur för en sådan konsolbalk förhållandet mellan balkens egenvikt q och en jämnt fördelad nyttig last p varierar med konsollängden L , varvid de olika kurvorna representerar olika förhållanden α mellan sektionshöjden h och konsollängden L . Kurvorna har beräknats under förutsättning av att den av summalas- ten $q+p$ orsakade största spänningen i konsolbalken uppgår till i gällande normer maximalt tillåtna värden.

Av figuren framgår t ex, att för en konsolbalk, vars sektionshöjd är 10 % av konsollängden ($\alpha=0,1$), växer q/p över alla gränser — dvs blir den nyttiga lasten $p=0$ — för konsollängden $L_{\infty}=17,4$ m. Därvid ger balkens egenvikt ensam en största böjspänning, som uppgår till den för närvarande maximalt tillåtna. Ett sådant L -värde har emellertid mera kuriositetsintresse än praktiskt värde. Av mera påtaglig praktisk betydelse är sådana L -värden, som ger ur ekonomisk synpunkt rimlig avvägning mellan egenvikt q och nyttig last p , överslagsmässigt $q/p=0,5-2$. Speciellt för höjden = 10 % av konsollängden ger figuren härvid för tillåten konsollängd $L=5,8$ m vid $q/p=0,5$, 8,7 m vid $q/p=1$ och 11,6 m vid $q/p=2$.

Med ökat höjdförhållande α följer ökad tillåten konsollängd L . Vi avläser ur figuren en ur böjningssynpunkt maximalt tillåten konsollängd L_{∞} , som vid last av enbart egenvikt q , uppgår till 8,7 m vid $\alpha=0,05$, 17,4 m vid $\alpha=0,1$, 26,0 m vid $\alpha=0,15$ och 34,7 m vid $\alpha=0,2$. Detta gäller, om endast risken för böjbrott beaktas. Med hänsyn till risken för skjuvbrott tillåten konsollängd markeras — om balken saknar skjuvarmering — av figurens streckade kurva, vilken oberoende av höjdförhållandet α vid enbart egenviktsbelastning ger en maxi-

malt tillåten konsollängd av 29,2 m. Efter komplettering av konsolbalken med skjuvarmering kan denna gränsspännvidd genom ökning av höjdförhållandet α avsevärt överskridas. Risken för böjbrott blir därvid åter dimensionerande upp till ett övre gränsvärde, som vid enbart egenviktsinverkan uppgår till ca 146 m och vid $q/p=0,5$ till ca 49 m.

För konsolbalken utformad som träkonstruktion i konstruktionsvirke T 300 framgår motsvarande samband mellan förhållandet q/p och konsollängden L av fig 4. För givet q/p -värde ger figuren i stort en konsollängd, som är något större än 2,5 gånger den för utformning i betong K 400 gällande. För konsolbalken utförd i stål 1411 redovisas det tillhörande q/p -L-sambandet av fig 5 med konsollängdsvärden L , som uppgår till ca 4 gånger de värden, som karakteriserar konsolbalken i betong K 400.

Generellt växer den ur spänningssynpunkt tillåtna konsollängden L med ökat förhållande mellan konstruktionsmaterialets tillåtna spänning och dess densitet. Vad detta medför för några olika konstruktionsmaterial, illustreras av tabellen i fig 6, ur vilken vi bl a kan utläsa, att en konsolbalk med en tvärsnittshöjd, som uppgår till 10 % av konsollängden ($\alpha=0,1$), vid last av enbart egenvikt får en tillåten maxispännvidd L_{∞} , som beräknas till 17,4 m vid utförande i armerad betong K 400, 47,6 m vid utförande i konstruktionsvirke T 300, 70,9 m vid utförande i stål 1411, 84,9 m vid utförande i stål 2172 och 204 m vid utförande i den högvärdiga aluminiumlegeringen AlSiMg 4212-6. För ett ur praktisk-ekonomisk synpunkt mera realistiskt fall, att egenvikten uppgår till endast 50 % av den nyttiga lasten, erhålls ur tabellen för den tillåtna konsollängden $L_{0,5}$ i stället värdena 5,8 m vid armerad betong K 400, 15,8 m vid trä T 300, 23,6 m vid stål 1411, 28,3 m vid stål 2172 och 67,9 m vid AlSiMg 4212-6.

De redovisade kurvorna och tabellvärdena är baserade på ett begränsat studium av de böj- och skjuvspänningar, som tillhör en renodlad vertikaldeformation av konsolbalken. I det ordinära praktiska fallet kommer konstruktionen emellertid att utöver vertikala krafter från egenvikt och nyttig last bli påverkad också av horisontella laster, t ex från vind. Av väsentlig betydelse för dimensioneringen är vidare ett hänsynstagande till risken för stabilitetsbrott — vid aktuell konstruktion av typen vippningsbrott. En närmare undersökning av dessa inverkaner visar, att de kan mötas utan förändring av de redovisade kurvsam-

banden och tabellvärdena genom att konsolbalken ges ett minsta förhållande mellan sektionsbredd b och sektionshöjd h , som varierar med konsollängden och som genomgående uppgår till ur praktisk synpunkt helt rimliga värden. Beaktas vidare möjligheterna att genom en överhöjning motverka konsolbalkens nedböjning, ger ej heller eventuella krav med hänsyn till nedböjning någon förändring i de redovisade q/p -L-sambanden.

Vi återvänder till Galileo Galilei och hans år 1638 publicerade dialoger. I dessa konstaterar han med imponerande skärpa, att en konsolbalk, som med så liten egenvikt som möjligt skall bära en i spetsen koncentrerad vertikal kraft, måste ges en i balkens längsled varierande sektion (fig 7). Efter att först ha förkastat en sektionsvariation, som karakteriseras av konstant bredd och från konsolspetsen linjärt varierande höjd, resonerar han sig helt korrekt fram till att den sektionsvariation, som vid enbart angrepp av en koncentrerad kraft i konsolspetsen ger i varje snitt konstant böjspänning, har konstant bredd och en höjd, som tillväxer proportionellt med kvadratroten ur avståndet till den koncentrerade kraftens angreppssnitt, konsolspetsen.

Vi utvecklar också denna Galileis upptäckt och frågar närmast: Hur påverkar en ur bärighetssynpunkt ändamålsenlig sektionsvariation den maximalt tillåtna spännvidden för en konsolbalk, som utöver sin egenvikt q skall bära också en jämnt fördelad nyttig last p ? För det speciella förhållandet, att konsolbalken har rektangulär sektion och är utförd i armerad betong K 400, ges svaret av fig 8 [2], i vilken ur böj- och skjuvspänningssynpunkt tillåtna konsollängder L jämförs för de tre fallen

A: konstant höjd h ,

B: linjärt varierande höjd h_x samt

C: mot i varje snitt konstant böjspänning svarande höjdvariation h_x .

Figurens tabell omfattar dels alternativet balk utan skjuvarmering (U.SKJ.) och dels alternativet balk med skjuvarmering (M.SKJ.). Av tabellen framgår t ex, att för alternativet skjuvarmerad konsolbalk med en medelsektionshöjd h_m , som är 10 % av konsollängden L ($\alpha_m=0,1$), medför vid ett förhållande mellan egenvikten q_m och den nyttiga lasten p av 1 en övergång från konstant till linjärt varierande sektionshöjd en ökning av den tillåtna konsollängden L_1 från 8,7 till 41,7 m och en övergång till en höjdvariation enligt fall C en ytterligare ökning till 49,3 m. Vid last av enbart egenvikt q uppgår de motsvarande tabellvärdena för ur spänningssynpunkt

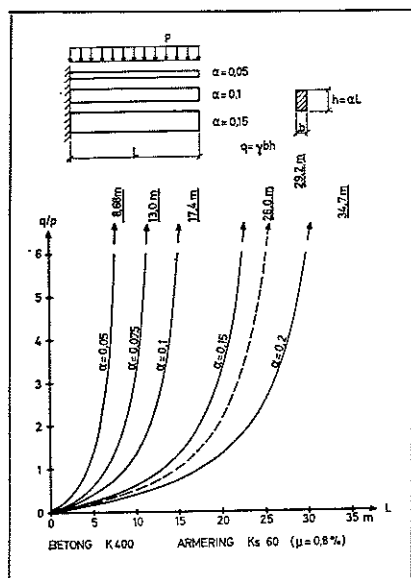


Fig 3. För konsolbalk med rektangulärt, längs balken konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig konsollängd L . Material: Betong K 400, armering Ks 60. Heldragna kurvor svarar mot utnyttjad tillåten böjspänning, streckad kurva mot utnyttjad tillåten skjuvspänning vid icke skjuvarmerad balk

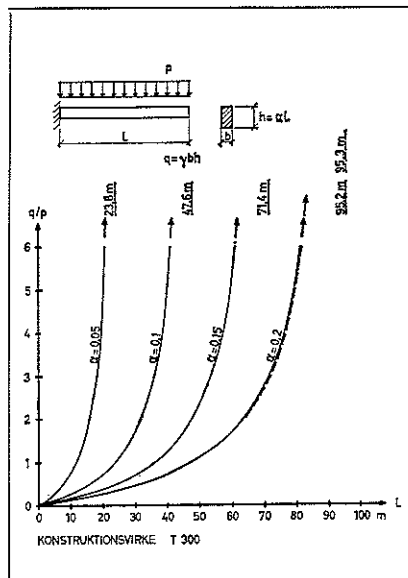


Fig 4. För konsolbalk med rektangulärt, längs balken konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig konsollängd L . Material: Konstruktionsvirke T 300

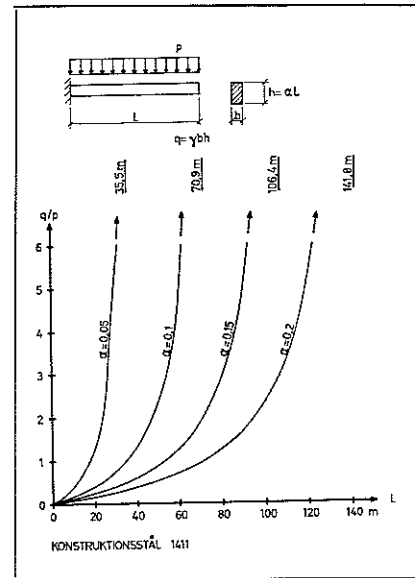


Fig 5. För konsolbalk med rektangulärt, längs balken konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig konsollängd L . Material: Konstruktionsstål 1411.

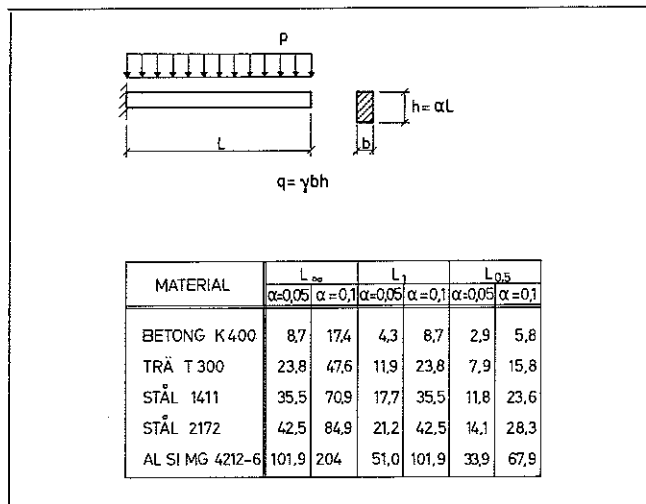


Fig 6. Ur spänningssynpunkt tillåten konsollängd L i m för i olika material utförd konsolbalk med rektangulärt, längs balken konstant tvärsnitt. De angivna spännvidderna svarar mot två alternativa värden för $\alpha = h/L$ och tre alternativa värden för q/p , nämligen $\infty (L_{\infty})$, 1 (L_1) och 0,5 ($L_{0.5}$)

Fig 7.

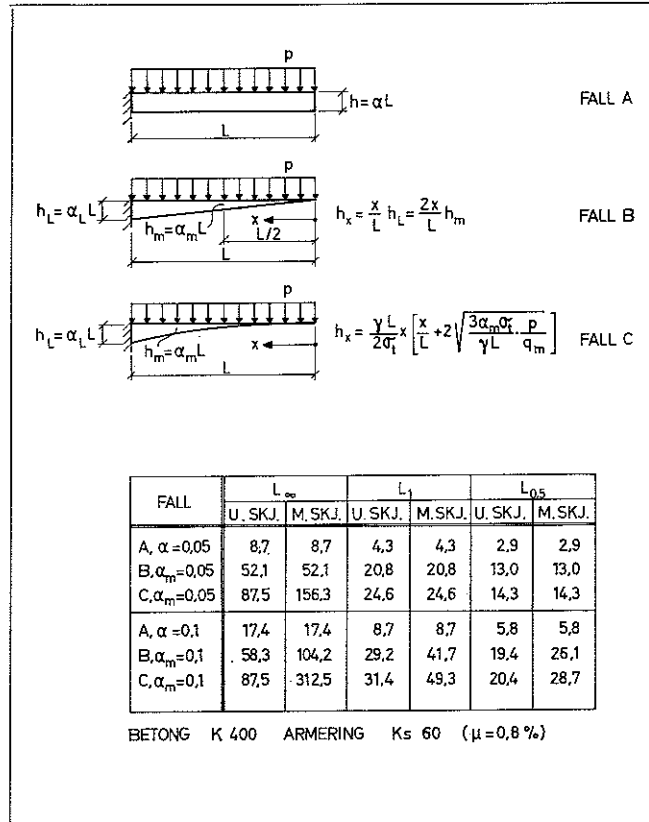
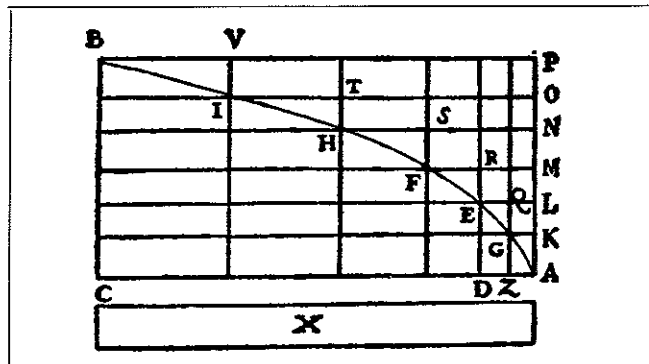


Fig 8. För konsolbalk med rektangulärt tvärsnitt och med längs balken varierande sektionshöjd h_x beräknad, ur spänningssynpunkt tillåten konsollängd L i m. Material: Betong K 400, armering Ks 60. Tabellen ger för fallen (A) konstant höjd h , (B) linjärt varierande höjd h_x och (C) mot i varje snitt konstant böjspänning svarande höjdvariation h_x tillåten konsollängd dels vid icke skjuvarmerat (U.SKJ.) och dels vid skjuvarmerat (M.SKJ.) utförande. L_{∞} , L_1 och $L_{0.5}$ svarar mot ett förhållande medeleghöjd q_m /nyttig last $p = \infty$, 1 respektive 0,5. h_m = medelsektionshöjd

tillåten konsollängd L_∞ till för fall A 17,4 m, för fall B 104,2 m och för fall C 312,5 m. Nuläget uppvisar praktiskt utförda betongkonstruktioner med maximala konsollängder av storleksordningen 50 à 60 m och detta vid sektionutformningar, som är ur bärighetssynpunkt väsentligt gynnsammare än den massiva, rektangulära. De spänningsmässiga förutsättningarna för i framtiden avsevärt ökade spännvidder är följaktligen stora och ett klart steg i denna riktning markerar det av Ulrich Finsterwalder år 1960 redovisade projektet för bro över Bosporen, vilket arbetar med slanka bärningar av spännband mellan spetsarna på från landfästen och mellanpelare ca 100 m utkragande spännbetongkonsoler (fig 9) [3].

För konsolbalken med varierande sektionshöjd, utförd i stål 1411, ger en analog behandling tabellvärden enligt fig 10. Härav framgår t ex, att vid $\alpha_m = 0,05$ och $q/p = 1$ uppgår tillåten konsollängd L_1 till 17,7 m vid sektionshöjden $h =$ konstant, till 85,1 m vid höjdvariation h_x enligt fall B och till 100,7 m vid höjdvariation h_x enligt fall C. Vid last av enbart egenvikt q är motsvarande värden för tillåten konsollängd L_∞ 35,5, 213 respektive 638 m. Världens största konsolstålbalkar ingår i den redan 1917 utförda Quebec-järnvägsbron, en Gerberfackverksbro med en total fri spännvidd av 549 m, varav för utkragande konsoler en individuell längd av ca 180 m (fig 11).

En övergång från konsolbalken till den tvåsidigt upplagda balken medför inga principiella förändringar men självfallet däremot modifieringar av de ur spänningssynpunkt tillåtna spännviddsvärdena.

För den tvåsidigt fritt upplagda betongbalken i kvaliteten K 400 och med rektangulär och efter sin längd konstant sektion redovisas sambandet mellan egenvikts-nyttig last-förhållandet q/p och spännvidden L i fig 12 [2], ur vilken vi bl a kan utläsa, att för en balk med sektionshöjden $h = 10\%$ av spännvidden L ($\alpha = 0,1$) uppgår den ur spänningssynpunkt tillåtna spännvidden vid $q/p = 1$ till 34,7 m, vid $q/p = 2$ till 46,3 m och vid last av enbart egenvikt ($q/p = \infty$) till 69,4 m, samtliga värden gällande under förutsättning av att balken försetts med skjuvarmering. Spännviddsvärdena är av storleksordningen 4 gånger de för konsolbalken med rektangulärt tvärsnitt och med samma höjd-längdförhållande α gällande tillåtna spännvidderna.

Innan vi övergår till en motsvarande redovisning för den tvåsidigt upplagda stålbalcken, återvänder vi ännu en gång till Galileo Galileis dialoger

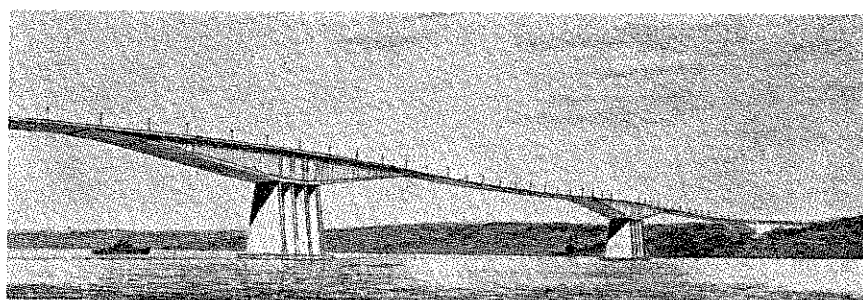


Fig 9. Projekt för spännbetongbro över Bosporen [3]. Bro i tre fack med spännvidderna 396 + 408 + 396 m, utformad med slanka bärningar av 30 cm tjocka spännband mellan spetsarna på från landfästen och mellanpelare ca 100 m utkragande konsoler

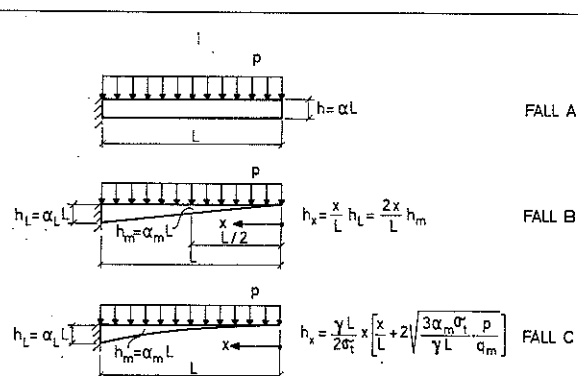


Fig 10. För konsolbalk med rektangulärt tvärsnitt och med längs balken varierande sektionshöjd h_x beräknad, ur spänningssynpunkt tillåten konsollängd L i m. Material: Konstruktionsstål 1411. Beteckningar enligt fig 8

FALL	L_∞	L_1	$L_{0.5}$
A, $\alpha = 0,05$	35,5	17,7	11,8
B, $\alpha_m = 0,05$	213	85,1	53,2
C, $\alpha_m = 0,05$	638	100,7	58,5
A, $\alpha = 0,1$	70,9	35,5	23,6
B, $\alpha_m = 0,1$	426	170,2	106,4
C, $\alpha_m = 0,1$	1276	201	117,0

KONSTRUKTIONSTÅL 1411

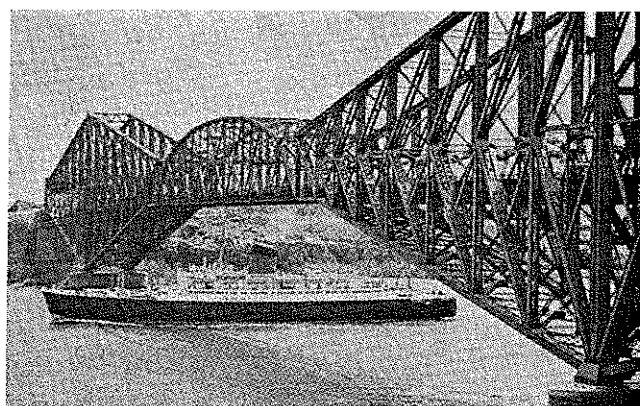


Fig 11. Quebec Bridge, Kanada 1917. Gerberfackverksbro med fri spännvidd 549 m

och citerar (fig 13): "Vid två cylindrar med samma volym och samma längd, den ena ihålig och den andra massiv, står deras motståndsförmåga mot böjningsspänningar i samma förhållande till varandra som deras diametrar".

Sett i modern belysning kan frågeställningen illustreras av fig 14, som visar sambandet mellan q/p och maximalt tillåten spännvidd L för en tvåsidigt fritt upplagd balk, utformad

dels med rektangulär sektion (R) och dels med I-sektion (I). De heldragna kurvorna gäller därvid för ett utförande i stål 1411 och de streckade för ett utförande i aluminiumlegeringen AlSiMg 4212-6. Av kurvorna framgår t ex, att för en balk med sektionshöjden $= 10\%$ av spännvidden ($\alpha = 0,1$) blir vid ett ur praktisk-ekonomisk synpunkt rimligt egenviktsförhållande $q/p = 0,5$ maximalt tillåten spännvidd ca 95 m vid rektangulär stålbalck, ca

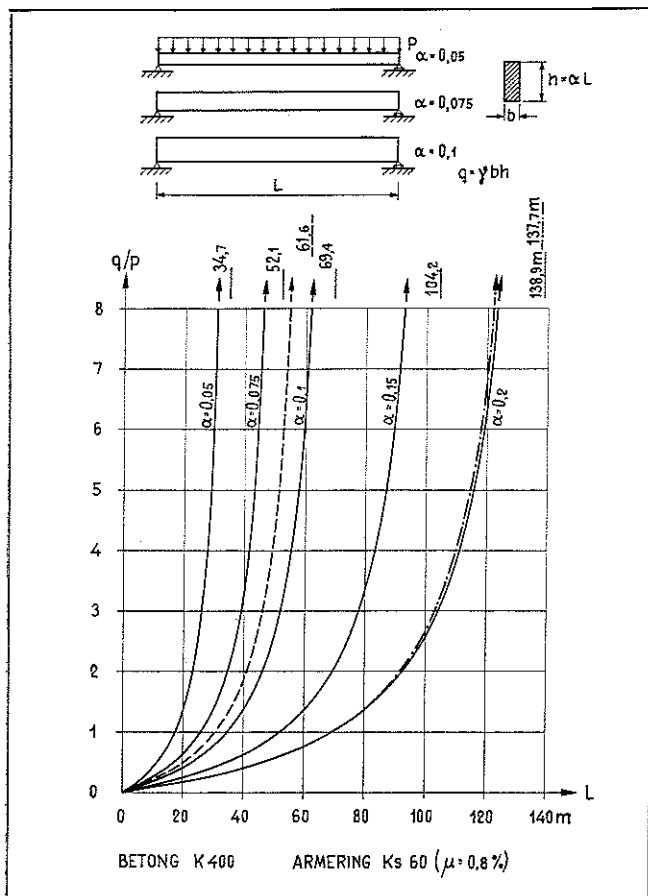


Fig 12. För tvåsidigt fritt upplagd balk med rektangulärt, konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig spännvidd L . Material: Betong K 400, armering Ks 60. Helt draga kurvor svarar mot utnyttjad tillåten böjspänning, streckad kurva och streckprickad kurva mot utnyttjad tillåten skjuvspänning vid icke skjuvarmerad respektive skjuvarmerad balk [2]

Fig 15. För tvåsidigt fritt upplagd, parabel-fackverksbalk beräknade samband mellan förhållandet medeleghsvikt q_m /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig spännvidd L . Material: Stål 1311, 1411 och 2172

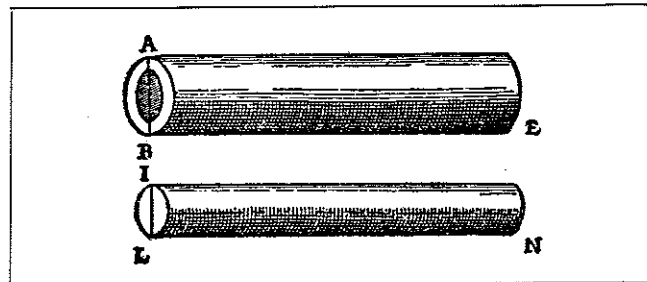
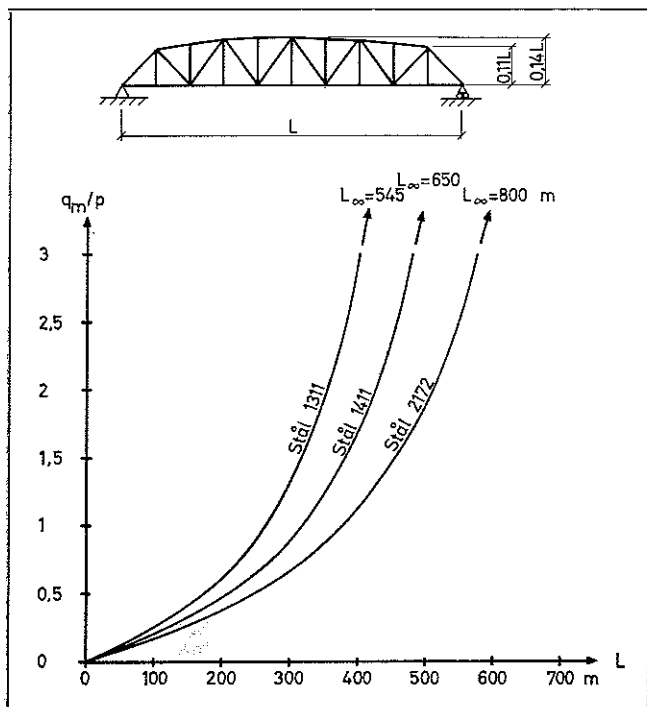


Fig 13.

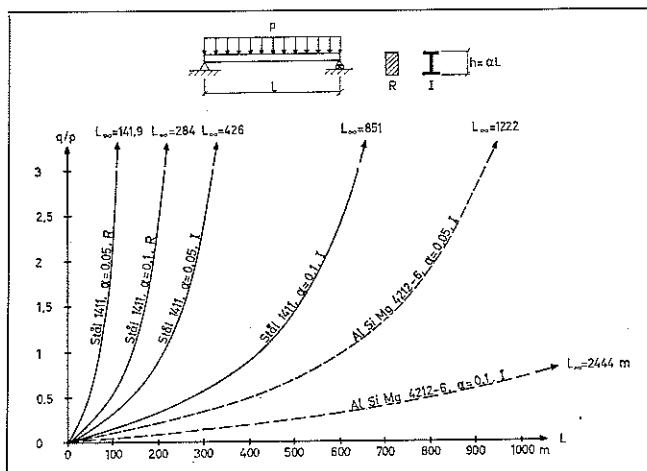


Fig 14. För tvåsidigt fritt upplagd balk med rektangulärt, konstant tvärsnitt respektive I-format, konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig spännvidd L . Material: Stål 1411 och aluminiumlegering AlSiMg 4212-6

Fig 16. För som innerfack i oändligt lång kontinuerlig balk ingående tvärsnittsbalk med rektangulärt, konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig spännvidd L . Material: Betong K 400, armering Ks 60. Kurvmärkning enligt fig 12 [2]

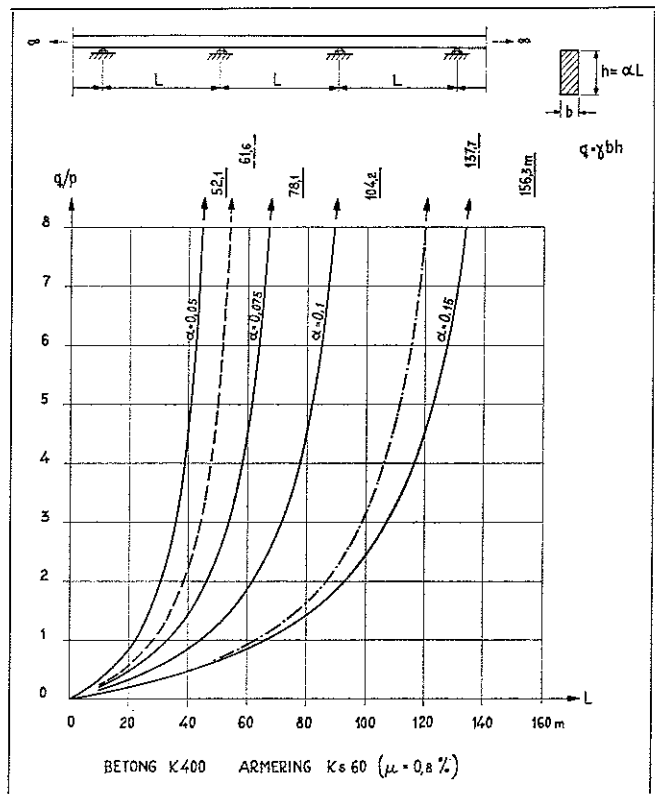
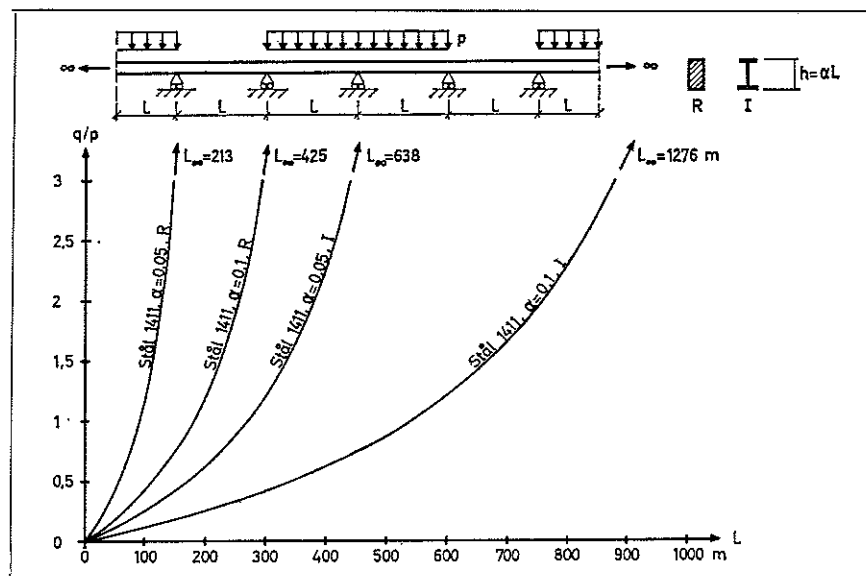


Fig 17. För som innerfack i oändligt lång kontinuerlig balk ingående tvåstödsbalk med rektangulärt, konstant tvärsnitt respektive I-format, konstant tvärsnitt beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spännningar möjlig spännvidd L . Material: Stål 1411



280 m vid stål balk med I-sektion och ca 820 m vid I-balk av högvärdig aluminiumlegering.

I förhållande till den fritt upplagda, massiva I-balken medför en övergång till den fritt upplagda fackverksbalken inga väsentliga förändringar av ur spänningssynpunkt maximalt tillåtna spännvidder. Förhållandet verifieras av i fig 15 [4] redovisade kurvor över sambandet mellan kvoten egenvikt/nyttig last q_m/p och spännvidden L för en parabel-fackverksbalk, utförd alternativt i stål 1311, 1411 eller 2172. Speciellt för $q_m/p=0,5$ ger de tre kurvorna de tillåtna spännvidderna 175, 210 och 250 m för respektive 1311, 1411 och 2172 stålen.

En övergång från den tvåsidigt fritt upplagda balken till den som innerfack i en kontinuerlig balk ingående tvåstödsbalken medför vid efter balklängden konstant tvärsnitt en ökning av tillåten spännvidd med 50 %. Förhållandet illustreras för en balk av rektangulärt tvärsnitt, utformad i betong K 400 av fig 16 [2], vilken för skjuvarmerad balk med höjd-längdförhållandet $\alpha=0,1$ ger en tillåten spänn-

vidd L av 44 m vid $q/p=1$, 62 m vid $q/p=2$ och 104 m vid $q/p=\infty$, dvs vid last av enbart egenvikt. För en kontinuerlig balk i stål 1411 blir motsvarande spännviddsvärden ca 180, 255 respektive 425 m vid rektangulär sektion och ca 540, 760 och 1280 m vid I-sektion (fig 17). I förhållande härtill ytterligare väsentliga spännviddsökningar kan erhållas från gynnsam inverkan av i balkens längsled genomförd tvärsnittsvariation.

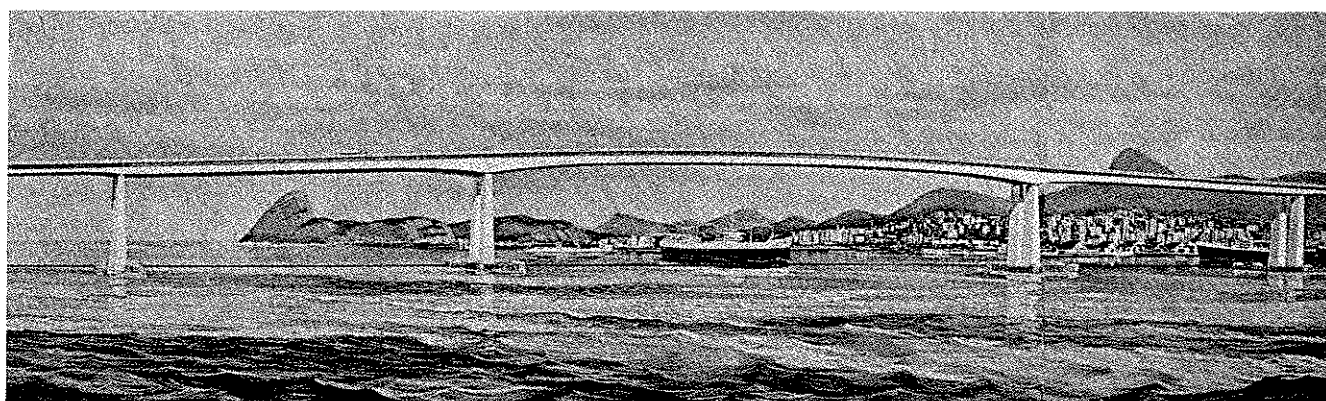
Den för närvarande största spännvidden för utförda tvåstödsbalkar i stål uppvisar den 1971 färdigställda bron över Guanabara Bay vid Rio de Janeiro i Brasilien med en spännvidd för innerfack av 300 m (fig 18) [5]. De båda största europeiska kontinuerliga stålbalcksbroarna utgör en jugoslavisk bro över Sava vid Belgrad med maximispännvidden 261 m (1956) och den västtyska Zoo-Brücke över Rhen vid Köln med maximispännvidden 259 m (1966). För kontinuerlig betongbalksbro kommer inom nära framtid den största uppnådda spännvidden att innehåsa av den under utförande varande spännbetongbron vid ön Shikoku

(Kochi) i Japan med för innerfack spännviddsvärdet 230 m.

En i förhållande till den enkelspända balken ökad lastupptagningsförmåga kan erhållas genom övergång till plana ytbärverk av tex typ balkgaller eller fackverksplatta (fig 19) [6]. Den senare typen företräds därvid i dag internationellt av ett stort antal varianter med skiljaktiga karakteristika, primärt vad gäller knutpunktsutformning. Fragmentariska exempel utgör Unistrut-System med stånghopkoppling via speciell knutplåt, Mero-rymdfackverk med stånganslutning via gängad knut, Oka-plattan med svetsade knutpunkter och rymdfackverk enligt system Konrad Wachsmann med ledade stånganslutningar i knutpunkterna (fig 20). Med hänsyn till struktur karakteriseras de vanligare utförandeformerna av fackverksplatta genom triangulärt, rektangulärt eller hexagonalt gittersystem.

För konstruktionstypen balkgaller eller fackverksplatta representativa samband mellan egenvikts-nyttig lastförhållandet q/p och spännvidden L framgår av fig 21 med heldragna kur-

Fig 18. Kontinuerlig stålbalcksbro över Guanabara Bay vid Rio de Janeiro, Brasilien 1971. Spännvidder 200 + 300 + 200 m



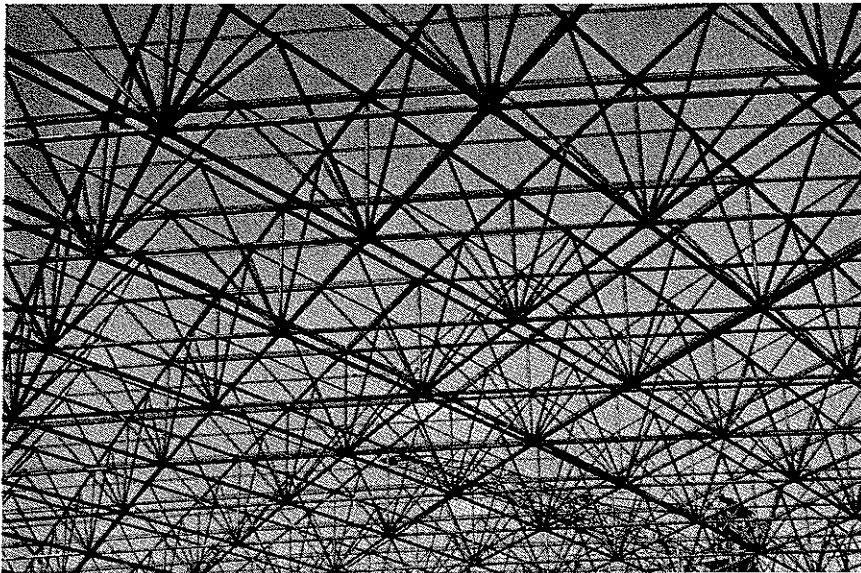


Fig 19. Plant ytbärverk av typ fackverksplatta

Fig 20. Knutpunktsutformning vid fackverksplatta enligt a) Unistrut-System, b) Mero-rymdfackverk, c) Okta-platta och d) rymdfackverk, System Konrad Wachsmann [6]

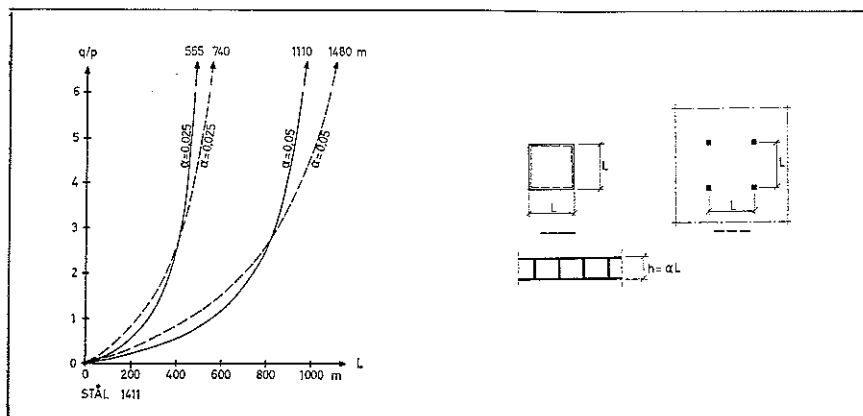
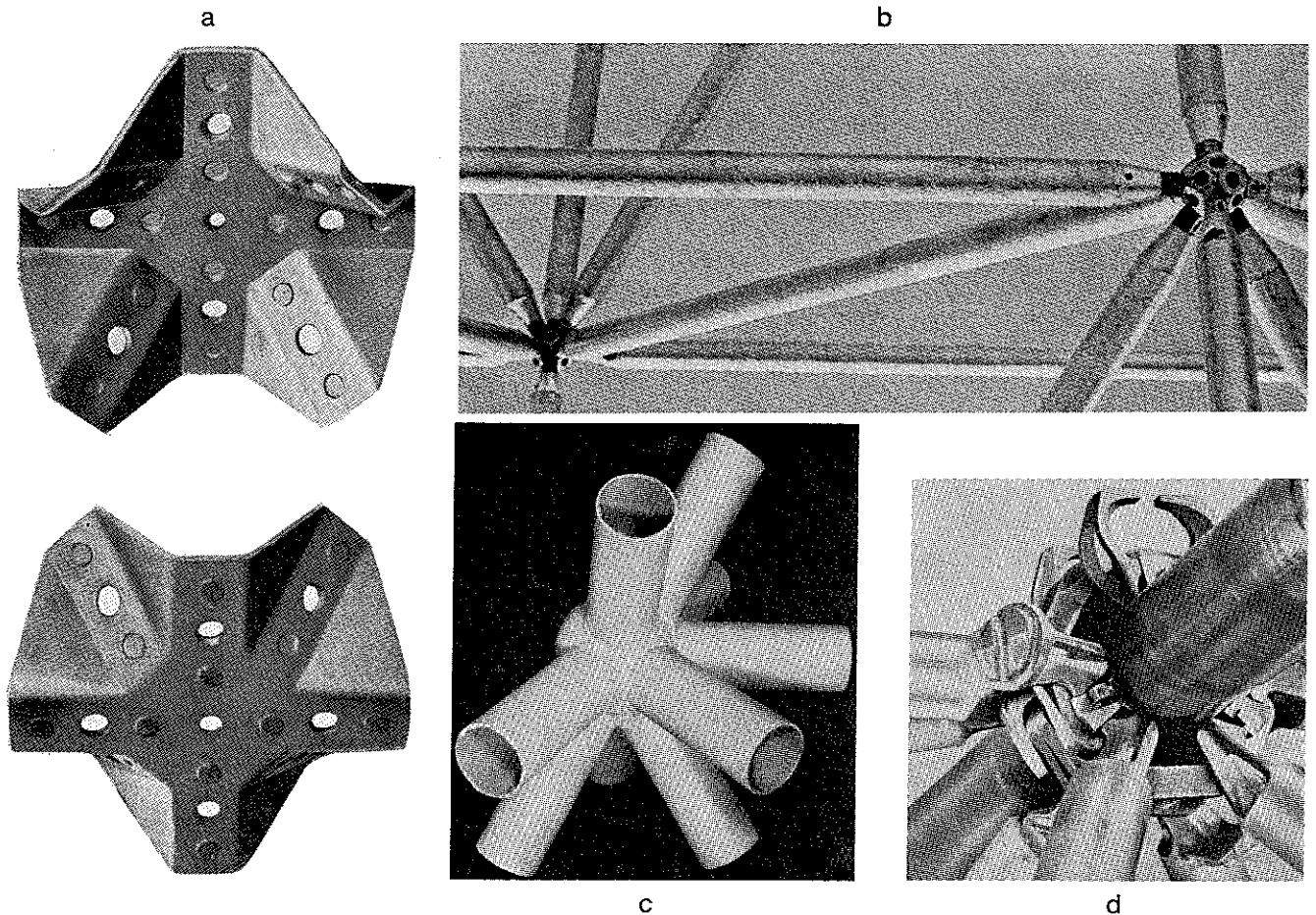


Fig 21. För fyrsidigt fritt upplagd, kvadratisk fackverksplatta respektive kvadratisk innerfack av pelarburen fackverksplatta beräknade samband mellan förhållandet egenvikt q /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig spännvidd L . Material: Stål 1411

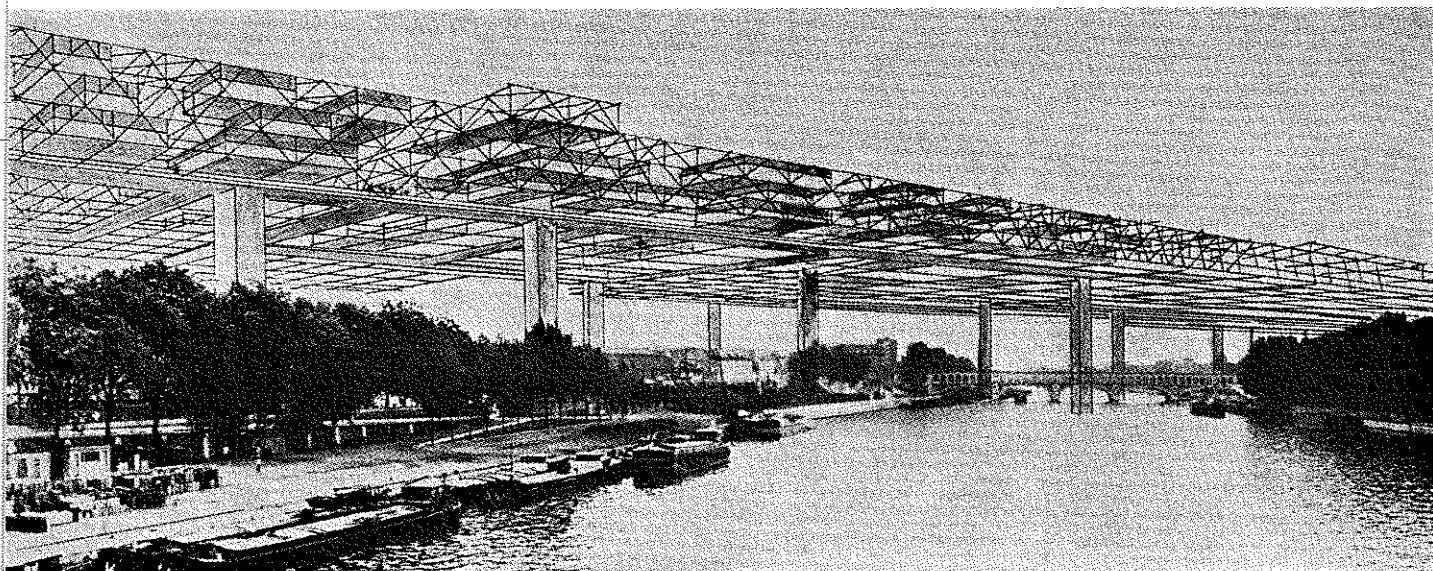


Fig 22. Av Yona Friedman utarbetat projekt för övertäckning av delar av Paris

vor gällande för fyrsidigt fritt upplagd, kvadratisk platta och streckade kurvor för kvadratisk innerfack av pelarburen platta. Kurvorna har beräknats för ett utförande i stål 1411 vid de två alternativa tjocklek-spännviddsförhållandena $\alpha=0,025$ och $0,050$. Figuren verifierar spännviddsmöjligheter, som ligger långt utöver utförda tillämpningar och som hittills varit förbehållna mera visionära projekt, t ex Yona Friedmans projekt för övertäckning av delar av Paris (fig 22) [7].

För en ytterligare ökning av den ur spänningssynpunkt maximalt tillåtna spännvidden utöver de hittills redovisade värdena fordras en övergång till olika typer av *enkelkrökta* eller *dubbelkrökta bärverk*, karakteriserade av en lastupptagning genom kombinerad effekt av tangentiella snittkrafter (membrankrafter) samt tvärkrafter och moment. Förmånligaste bärverkan uppnås därvid vid en sådan konstruktionsutformning, som ger så små tvärkrafter och moment som möjligt, dvs möjligast renodlade membrankrafttillstånd. Redan för antikens valv- och kupolbyggare var detta ett välkänt faktum, som flitigt utnyttjats genom tiderna. I den stora serien av för sin tid märkliga byggnadsverk inom området medtages i detta sammanhang som lösnings exempel ett av Leonardo da Vinci i brev till den turkiske sultanen Bajezid II år 1502 eller 1503 framlagt projekt till bro över Bosporen vid Gylene Hornet (fig 23) [8]. Bron är projekterad som en bågbro i stenmurverk med den teoretiska spännvidden 276 m — av intresse att jämföra med spännvidden 305 m för världens för närvarande största betongbågbro, den australienska Gladesville-bron vid Sydney. För att ge möjligheter för en förmånlig vindkraftsupptagning genom

tangentiella tryckkrafter har Leonardo valt en dubbelbågbkonstruktion med två mot varandra lutande, i hjässan hopgående bågar — en konstruktionsprincip, som blivit praktiskt förverkligad först under 1950- och 1960-talen genom t ex Fehmarnsundbrücke, spännvidd 248 m (fig 24) [9]. Av Stüssi 1953 genomförda spänningsberäkningar för Leonardos broprojekt visar, att projektet är tekniskt realistiskt för ett utförande i antingen stenmurverk eller oarmerad betong [2], [8].

Vilka spännvidder är idag möjliga att förverkliga för en *bågbkonstruktion* i armerad betong eller stål? Ett exemplifierande underlag för frågans besvarande vid bågbkonstruktionen utförd i betong K 400 ger fig 25 [2], som för en inspänd båge av Kasarnowsky-typ med pilhöjdsförhållandet $f/L=0,2$ och med lådformat tvärsnitt ger beräknade kurvsamband mellan ur spänningssynpunkt tillåten spännvid L och förhållandet mellan bågens egenvikt q_b och summan av farbanekonstruktionens egenvikt q_f och den nyttiga lasten p . Som kurvparameter används i figuren kvoten p/q_f . Kurvorna ger för den till egenviktsinverkan hörande övre gränsspännvidden värdena 489 och 557 m vid en medelsektionshöjd $h_m=0,02$ respektive $0,04$ av spännvidden L . För en praktiskt mera realistisk viktsavvägning, exemplifierad av $q_b/(q_f+p)=3$ och $p/q_f=0,5$, blir motsvarande, ur spänningssynpunkt tillåtna spännviddsvärden 340 respektive 390 m.

Vid samma bågbkonstruktion utförd i stål 1411 gäller för motsvarande kurvsamband karakteristika enligt fig 26, vilken för $q_b/(q_f+p)=3$ och $p/q_f=0,5$ som ur spänningssynpunkt tillåtet spännviddsvärde ger 1 420 m vid medelsektionshöjden $h_m=0,02 L$ och 1 600 m vid medelsektionshöjden

$h_m=0,04 L$. Av utförda stålbågbroar har den redan år 1931 färdigställda fackverksbågbroen Käll van Kull mellan New York och State Island den största fria spännvidden, 504 m. Inom gruppen stålbågbroar med massivt tvärsnitt intar Port-Mann-Bridge i British Columbia med spännvidden 366 m (1964) en av de ledande platserna (fig 27) [10].

En i förhållande till bågen ytterligare gynnsam lastupptagning kännetecknar de renodlade *hängbärverken* med snedkabelbron, hängbron, balklintaket och det förspända dubbelkrökta lintaket som några vanligen förekommande konstruktionstyper. Ett för dessa typer av bärverk representativt samband mellan egenvikts-nyttig lastförhållandet q_m/p och spännvidden L ger fig 28 [4], bestämd för hängbro av konventionell utformning. Av figuren framgår en ur spänningssynpunkt tillåten spännvidd, som för $q_m/p=1$ uppgår till 2 250 m, för $q_m/p=2$ till 3 000 m, för $q_m/p=4$ till 3 600 m och för $q_m/p=\infty$ till 4 500 m. För balklintaket och det förspända dubbelkrökta lintaket med hittills realiserade maxispännvidder av något över 100 m verifierar de redovisade, beräknade spännviddsvärdena enorma utvecklingsmöjligheter. Ett icke oväsentligt steg i en sådan spännviddsutveckling representerar därvid det till utförande antagna, av arkitekt H Schulten utarbetade projektet för Köln-Müngersdorfer Stadion med planmått ca $220 \times 200 \text{ m}^2$, initierat genom planerat fotbolls-VM i Västtyskland 1974 (fig 29) [11]. För snedkabelbroar, i fig 30 [12] exemplifierade genom sex typvarianter, företräds gällande spännviddsrekord, 350 m, av bron över Rhen vid Duisburg-Neuenkamp (1970). Bland ännu icke realiserade projekt

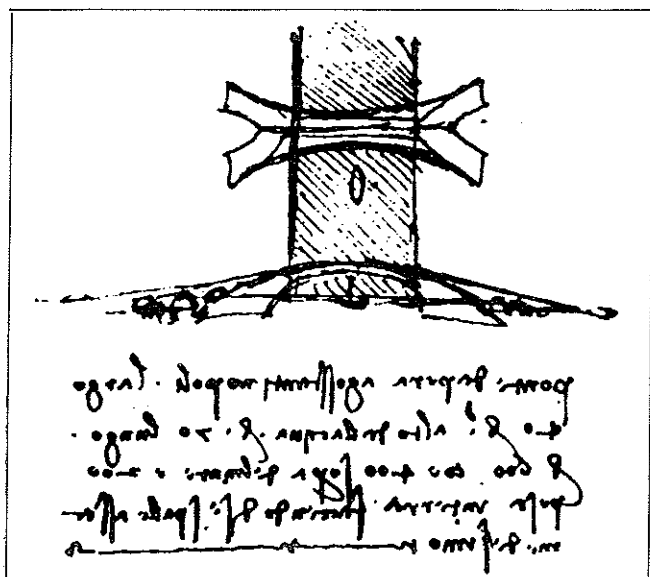


Fig 23. Av Leonardo da Vinci år 1502 eller 1503 projekterad bro över Bosporen vid Gyllene Hornet. Spännvidd 276 m

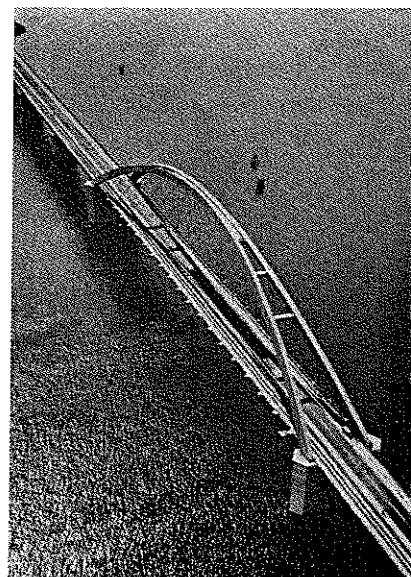


Fig 24. Fehmarnsundbrücke, spännvidd 248 m, 1965

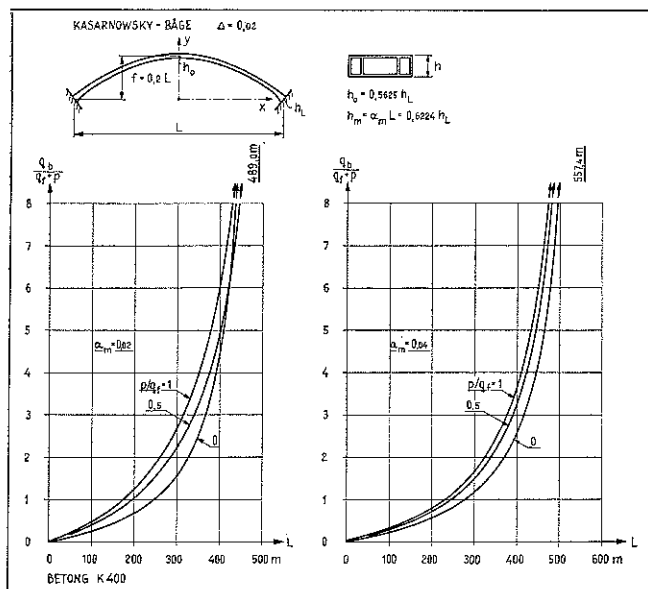


Fig 25. Ur spänningssynpunkt tillåten spännvidd L för tvåsidigt fast inspänd betongbåge (material K 400), utformad med lådtvärnsnitt och med en tröghetsmomentvariation enligt Kasarnowsky med $\Delta = 0.02$. Last: bågens egenvikt q_b , farbanekonstruktionens egenvikt q_f samt jämnt fördelad nyttig last p , utbredd på för respektive snittstorhet farligaste sätt [2]

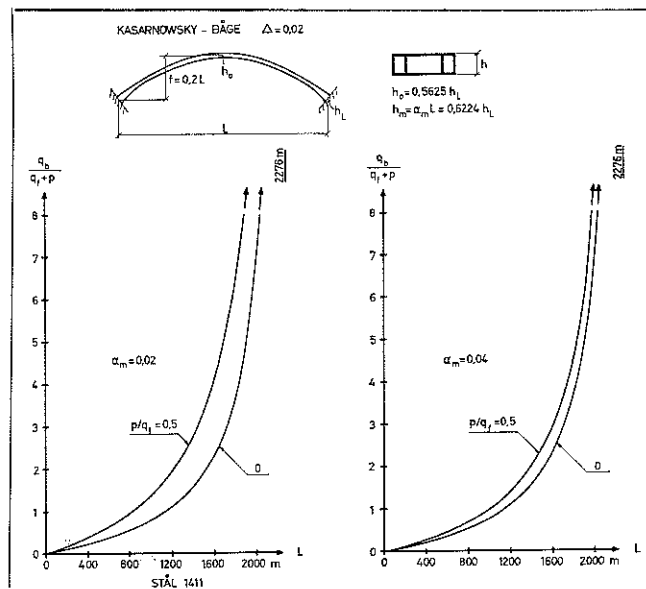


Fig 26. Ur spänningssynpunkt tillåten spännvidd L för tvåsidigt fast inspänd stålbåge (material 1411), utformad med lådtvärnsnitt och med en tröghetsmomentvariation enligt Kasarnowsky med $\Delta = 0.02$. Last: enligt fig 25

Fig 27 (tv). Port-Mann-Bridge, British Columbia, 1964. Stålbågebro med spännvidd 366 m

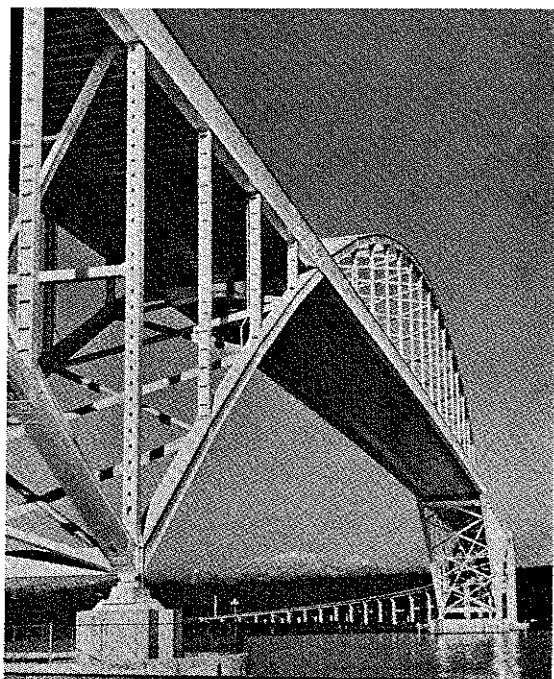
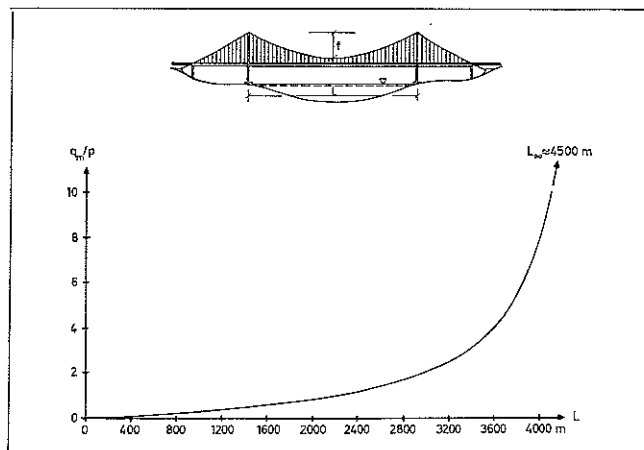


Fig 28. För konventionellt utformad hängbro beräknat samband mellan förhållandet medeleigenvikt q_m /nyttig last p och med hänsyn till enligt gällande normer tillåtna spänningar möjlig spännvidd L [4]



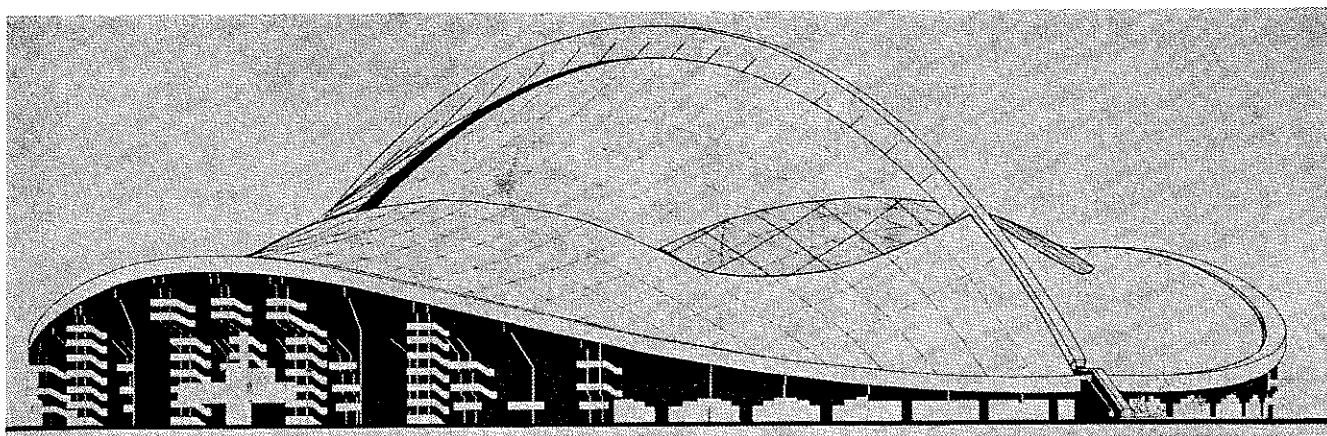


Fig 29. Av H Schulten utarbetat projekt för Köln-Müngersdorfer Stadion med planmått ca $220 \times 200 \text{ m}^2$

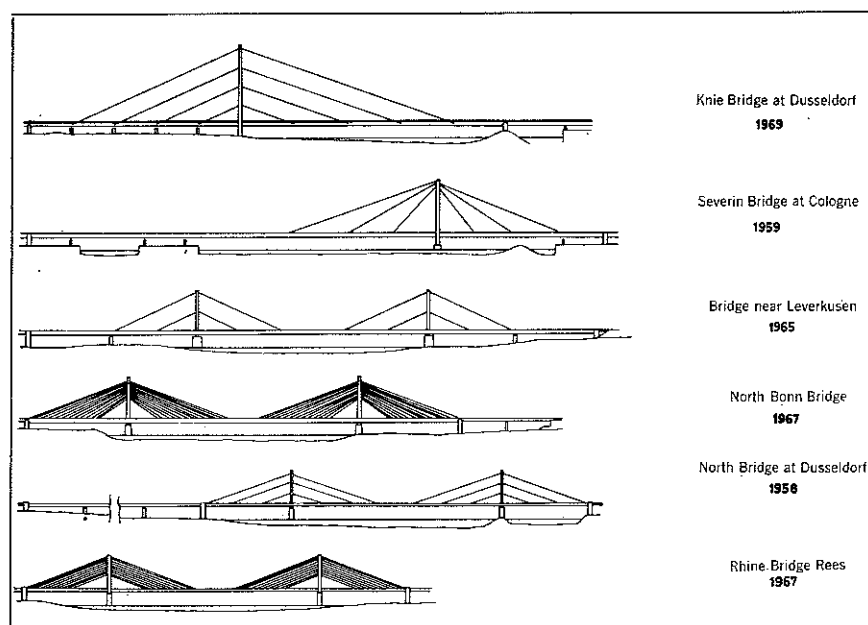


Fig 30. Exempel på utförda snedkabelbroar

föreligger från tävlingen om broförbindelse över Stora Bält ett förslag till snedkabelbro med en maximispännvidd av 550 m (fig 31) [13]. För hängbron illustreras spännviddsutvecklingen fragmentariskt av fig 32 från den år 1883 utförda Brooklyn Bridge i New York med spännvidden 486 m, över Golden Gate Bridge vid San Francisco från 1937 med spännvidden 1 280 m, till den år 1964 i sin första etapp färdigställda Verrazano-Narrows Bridge i New York med världens för närvarande längsta fria brospann om 1 298 m. Projekt, avsett att vara realiserat 1976 föreligger för en engelsk hängbro med snedställda hängstag — Humber Estuary Bridge — med en spännvidd av 1 396 m [5]. Nyligen har också publicerats ett av den italienske professorn Sergio Musmeci utarbetat förslag till hängbro över Messina-sundet, som genom sin spännvidd av 3 000 m vid ett realiserande skulle innebära mer än en fördubbling av gällande spännviddsrekord (fig 33) [14].

För kompletterande belysning av spännviddsmöjligheterna för dubbelkrökt ytbärverk väljer vi i detta sammanhang en summarisk presentation av för det *sfäriska skalet* gällande karakteristika. För detta utgör vid stora spännvidder egenvikten den dominerande lasten, vilket motiverar ett förenklat studium för enbart egenviktsinverkan. Beräkningsmässigt finner man därvid för en halvsfär (Ziegler 1958), att en övergång från konstant skaltjocklek t till en skaltjocklek, som så varierar, att tryckspänningen i skalets generatrisriktning i varje punkt är konstant, medför en dubbling av den ur spänningssynpunkt tillåtna skalradien R (fig 34). Tillämpad på de för närvarande tillåtna spänningarna ger Zieglers skaltjockleksvariation en för egenviktsinverkan maximalt tillåten skalradie, som för en utformning i armerad betong K 400 uppgår till 890 m, i stål 1411 till 4 250 m, i stål 2172 till 5 100 m och i aluminiumlegeringen AlSiMg 4212-6 till 12 200 m. Världens

för närvarande största utförda skalbärverk utgör det trepunktsupplagda betongskalet vid Rond Point de la Défense i Paris med en bassidlängd av 218 m (fig 35) [15]. Exempel på utförda, sfäriska stålskal med stor spännvidd utgör Schwedler-kupolen för Coliseum i Charlotte, North-Carolina med basdiametern 101 m, den geodetiska kupolen med hexagonalt gittersystem Baton Rouge i Louisiana med basdiametern 115 m samt nätverkskupolen för baseballstadion (Astrodome) i Houston, Texas, som med en basdiameter av 185,6 m är världens största utförda dubbelkrökta skalbärverk i stål (fig 36) [16]. Ett stort steg mot området för möjliga maximispännvidder vid utförande i stål markerar det av Buckminster Fuller föreslagna projektet för övertäckning av del av Manhattan med en geodetisk kupol med en basdiameter av 3 km (fig 37) [7].

Som avslutande tillämpning för vårt studium av för stora spännvidder aktuella konstruktionstyper väljer vi det *ostagade tornet*. En beräkningsmässig behandling av detta för det specialfall, som svarar mot en utformning i betong K 400 och med ett cirkelformat tvärsnitt med konstant väggjocklek t och med en diameter D , som varierar längs med tornet enligt sambandet

$$D = D_L \left(\frac{x}{L} \right)^n,$$

resulterar i de i fig 38 [2] redovisade kurvsambanden mellan ur spänningssynpunkt tillåten tornhöjd L och förhållandet mellan medelegenvikt q_m och medelvindtryck p_m . För den mot $n=2$ svarande, mest gynnsamma diametervariationen ger figuren för ett praktiskt rimligt q_m/p_m -värde=5 en tillåten tornhöjd L , som uppgår till 650 m vid en medeldiameter $D_m=0,05 L$ och till 930 m vid en medeldiameter $D_m=0,1 L$. Som absolut övre gränsvärde ger den till $n=2$ hörande kurvan den tillåtna tornhöjden 1 563 m. Nulägets rekordsiffra för färdigställda,

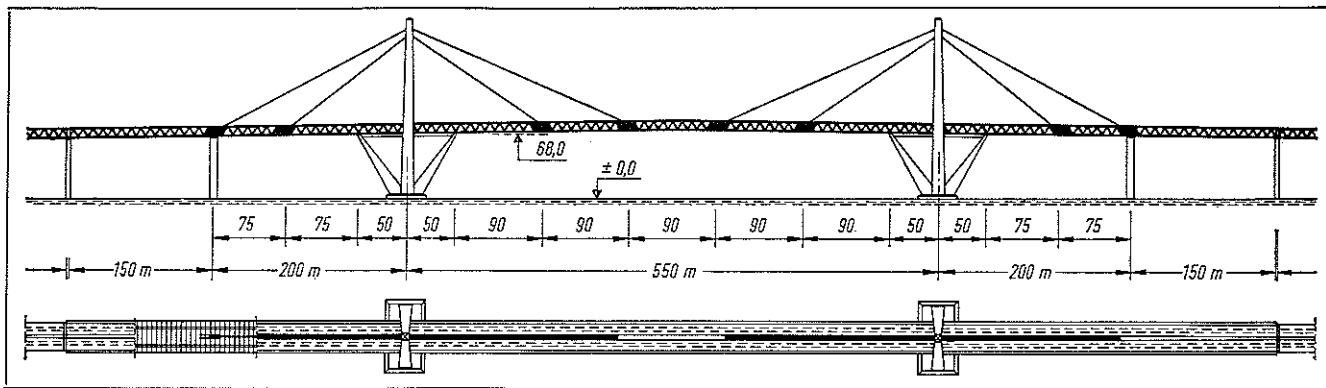


Fig 31. Förslag till snedkabelbro i broförbindelse över Stora Bält, spännvidd 550 m

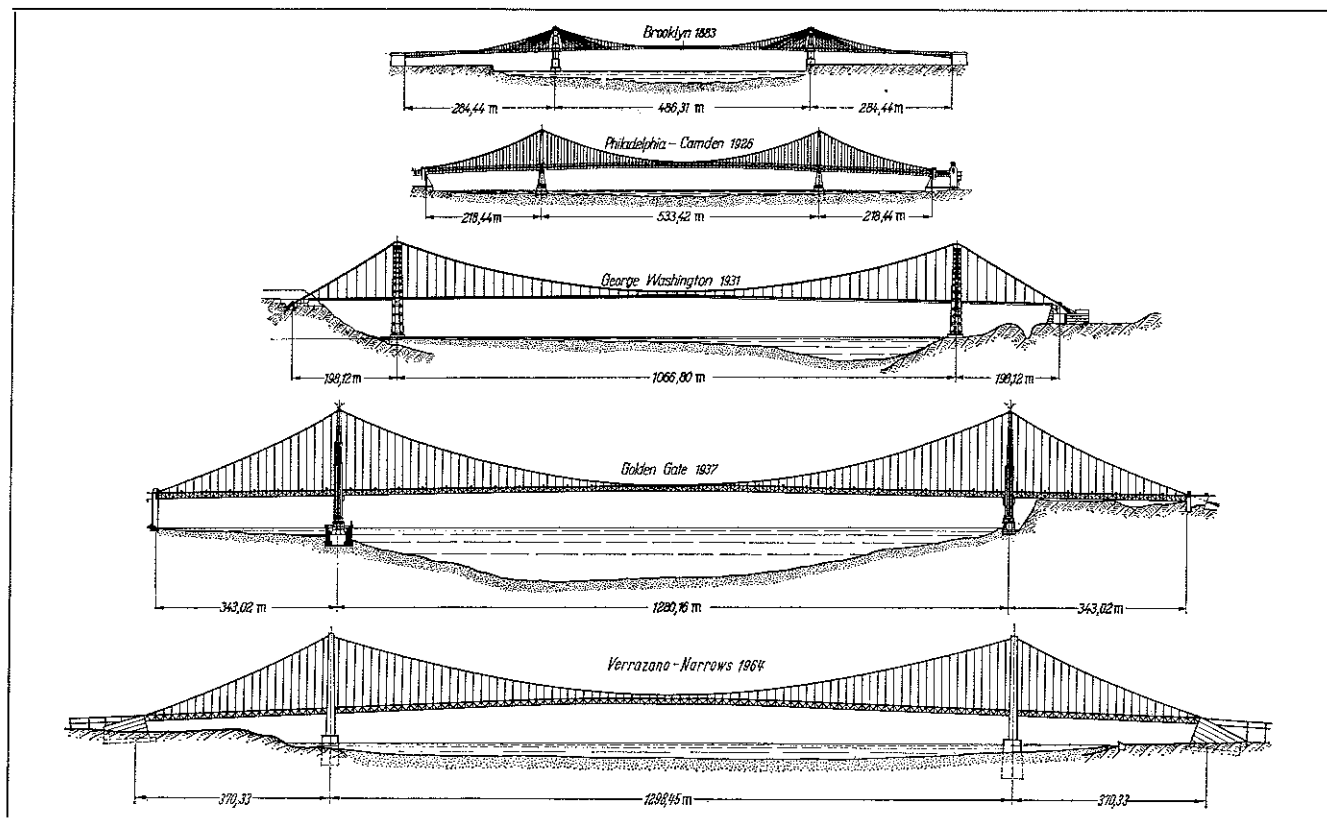
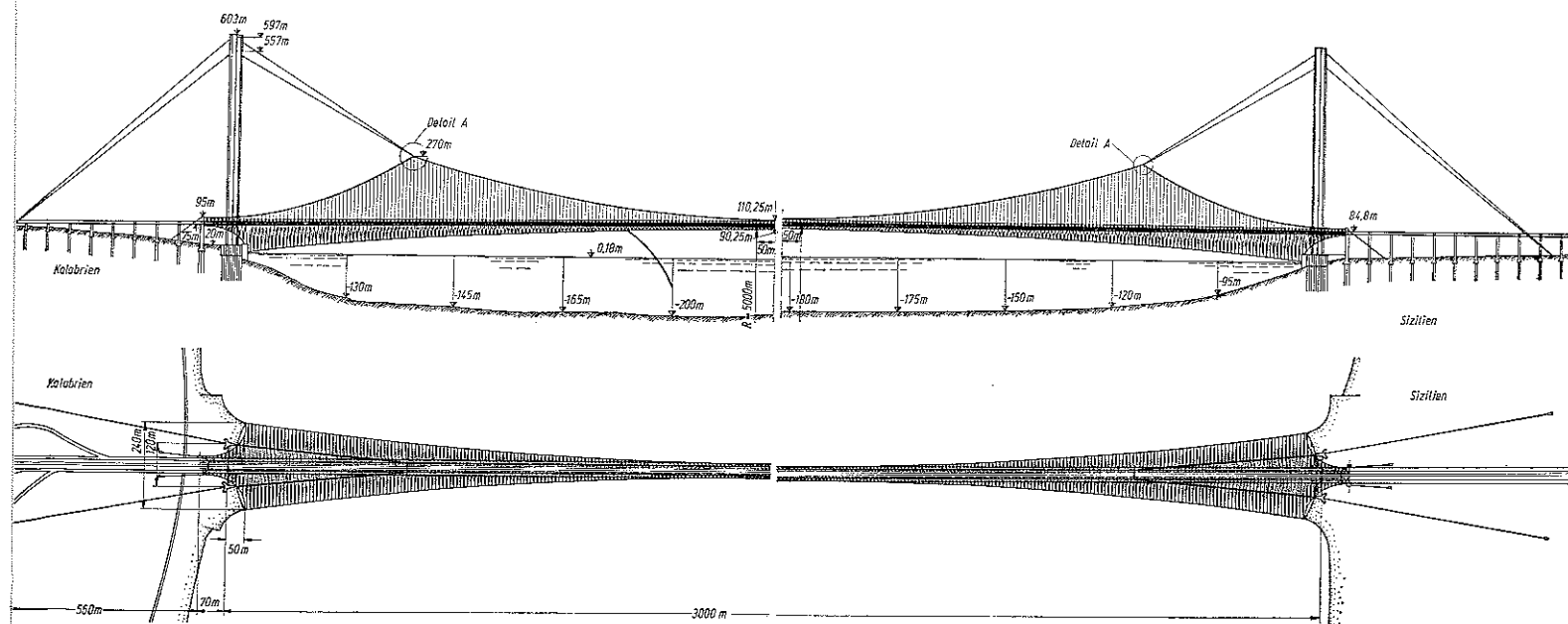


Fig 32. Summarisk spännviddsutveckling för utförda hängbroar

Fig 33. Av Sergio Musmeci utarbetat projekt för hängbro över Messina-sundet, spännvidd 3 000 m



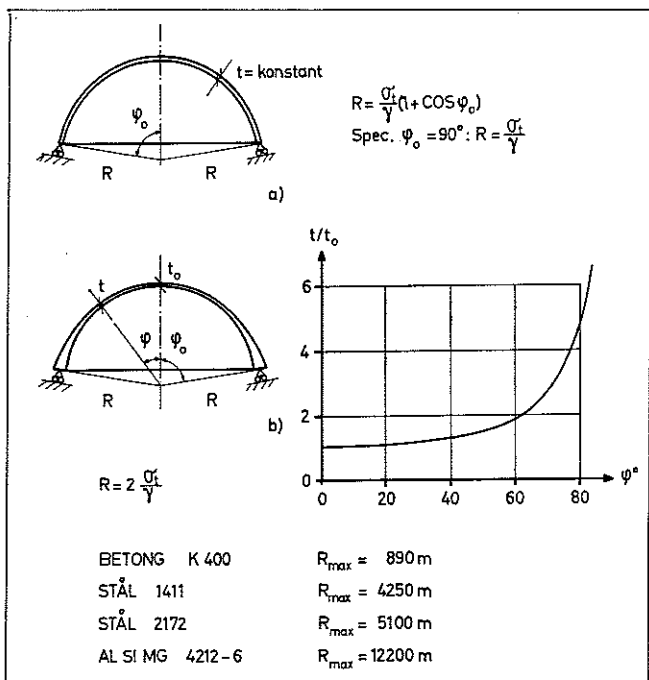


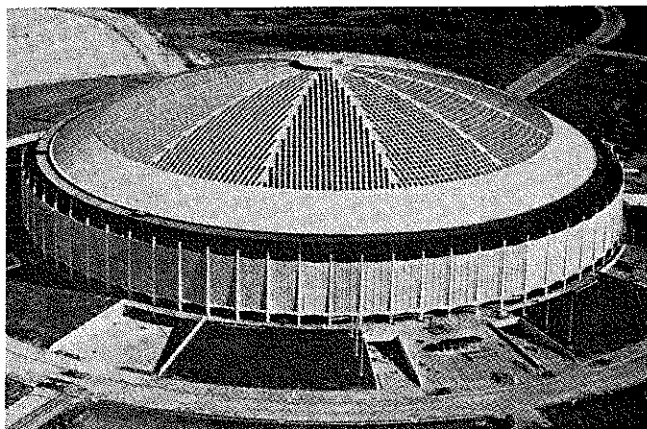
Fig 35. Trepunktsupplagt, armerat betongskal vid Rond Point de la Défense i Paris, basidlängd 218 m

ostagade, armerade betongtorn uppvisar TV-tornet i Moskva med totalhöjden 508 m [17].

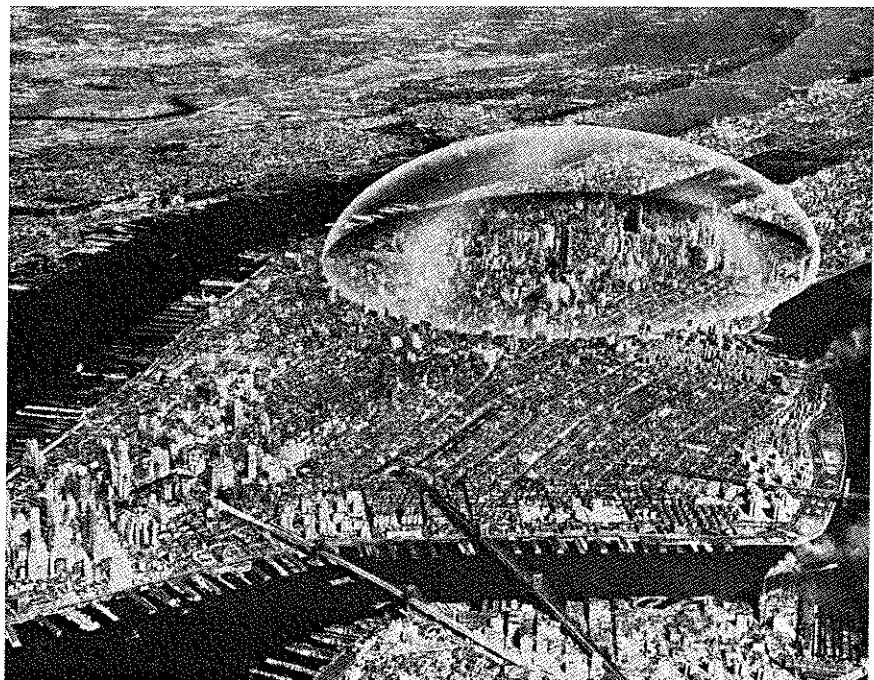
En motsvarande analys för det ostagade tornet utfört i stål 1411 med en medeldiameter $D_m = 0,05 L$ leder till de i fig 39 återgivna $q_m/p_m \cdot L$ -sambanden. Speciellt för $q_m/p_m = 5$ ger dessa en ur spänningssynpunkt tillåten tornhöjd L , som för $n=1, 1,5$ och 2 uppgår till 1 820, 2 780 respektive 3 820 m. Nulägets maximihöjd för ostagad tornbyggnad med bärande stål-stomme markeras av de båda tvillingtornen för World Trade Center i New York med en individuell tornhöjd av 407 m (fig 40) [18]. Projektet fick sin byggstart 1966 och är planerat att vara avslutat 1973. Vid full verksamhet beräknas World Trade Center inrymma över 50 000 anställda, vartill kommer ca 80 000 besökande affärsmän och turister per dag.

Den härmed givna, översiktliga behandlingen av byggnadskonstruktioner med stora spännvidder har visat på stora framtida utvecklingsmöjligheter redan för dagens materialkvaliteter. Kraftigt kommer detta förhållande att accentueras genom framtida materialforskning och genom kontinuerligt ökade kunskaper om konstruktionernas verkningssätt. Må vi möta en sådan utveckling av de stora spännviddernas konstruktioner med Galileo Galileis ödmjuka sinnelag.

Fig 36. Nätverkskupol i stål för baseballstadion (Astrodome) i Houston, Texas. Kupolens basdiameter 185,6 m



Figur 37 (nedan) Av Buckminster Fuller föreslaget projekt för övertäckning av del av Manhattan, New York. Geodetisk kupol med basdiameter 3 km



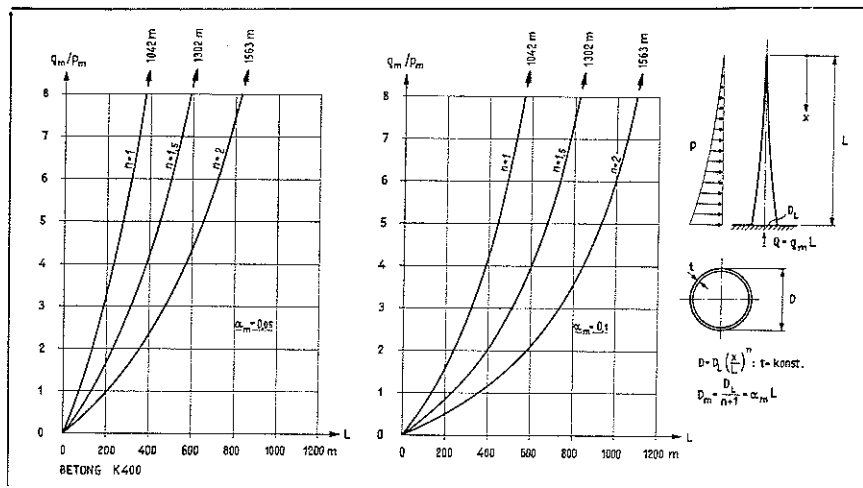


Fig 38. Ur spänningssynpunkt tillåten höjd L för i basen inspant, ostagat betongtorn (material K400) med cirkelringformat tvärsnitt med konstant vägg tjocklek t och med en diameter D , som längs tornet varierar enligt sambandet $D = D_L(x/L)^n$ med $D_L =$ basdiameter. Last: tornets egenvikt med medelvärdet q_m samt vindlast med medelvärdet p_m och med en variation längs tornet enligt sambandet $p = p_L(x/L)^n$ [2]

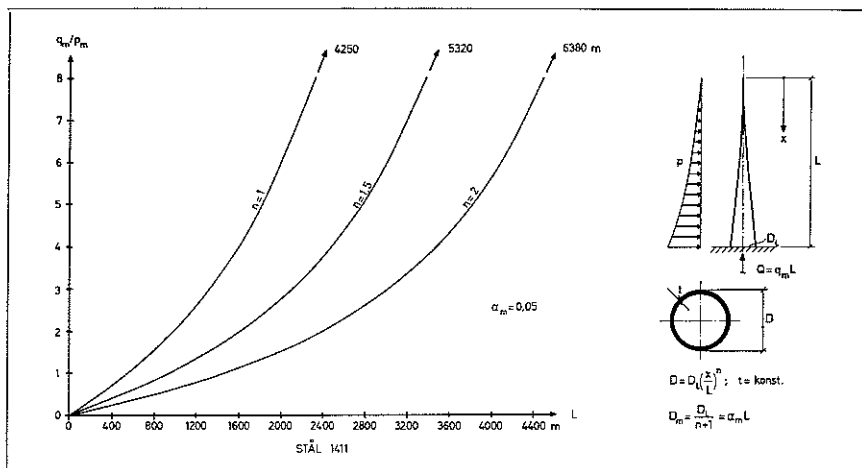


Fig 39. Ur spänningssynpunkt tillåten höjd L för i basen inspant, ostagat ståltorn (material 1411) med utformning i övrigt och last enligt fig 38

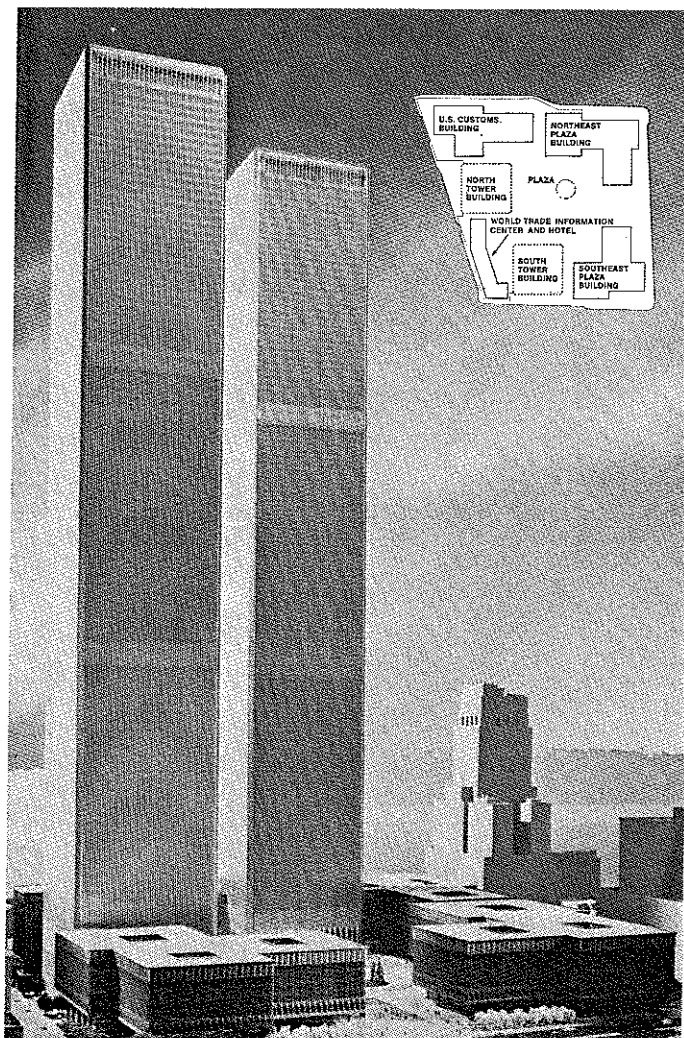


Fig 40. Tvillingtorn med bärande stålstomme för World Trade Center i New York. Tornhöjd 407 m

LITTERATUR

- [1] Galilei, G: Discorsi e Dimostrazioni Matematiche Intorno à Due Nuoue Scienze. Leiden, 1638. — Engelsk upplaga: Dialogues Concerning Two New Sciences. Dover Publications, New York, 1914
- [2] Pettersson, O: Betongkonstruktionen — historik och framtida spännvidds-möjligheter. Nordisk Betong 1962:1
- [3] Finsterwalder, U: Entwicklungen im Massivbrückenbau. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Sechster Kongress, Schlussbericht. Stockholm, 1960, s 345
- [4] Stüssi, F: Das Problem der grossen Spannweite. Technische Kommission des Verbandes Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbauunternehmungen, Mitteilungen Nr 10, Zürich, 1954
- [5] Virola, J: The Worlds Greatest Bridges Early in the 1970's. Kjessler & Mannerstråle, Stockholm, 1970
- [6] Makowski, Z S: Räumliche Tragwerke aus Stahl. Düsseldorf, 1963
- [7] Kultermann, U: Neues Bauen in der Welt. Tübingen, 1965
- [8] Stüssi, F: Leonardo da Vincis Entwurf für eine Brücke über das Goldene Horn. Schweizerische Bauzeitung 1953, Nr 8
- [9] Stein, P-Wild, H: Das Bogentragwerk der Fehmarnsundbrücke. Der Stahlbau 6/1965
- [10] McGuire, W: Steel Structures. Prentice-Hall, London — Sydney — Toronto — New Delhi — Tokyo, 1968. — Storch, W S: Die Portmann-Brücke in British Columbia, Kanada. Der Stahlbau 1/1965
- [11] Schröter, H J: Fussballstadien für die Fussballweltmeisterschaft 1974 in Deutschland. Der Stahlbau 7/1970
- [12] Leonhardt, F-Zellner, W: Cable-Stayed Bridges-Report on Latest Developments. Canadian Structural Engineering Conference 1970
- [13] Klingenberg, W-Thul, H: Ideenwettbewerb für einen Brückenschlag über den Grossen Belt. Der Stahlbau 8/1968
- [14] Pfannmüller, F: Projekt einer Brücke über die Meerenge von Messina. Der Stahlbau 2/1971
- [15] Joedicke, J: Schalenbau. Zürich, 1962
- [16] Bass, L O: Unusual Dome Awaits Baseball Season in Houston. Civil Engineering 35/1965
- [17] Leonhardt, F-Zerna, W: Bauen in Russland. Beton- und Stahlbetonbau 4/1960
- [18] Mayer, C M: Die Stahltürme für das Welthandelszentrum in Manhattan werden montiert. Der Stahlbau 39/1970
- [19] Smith, H S: The Worlds Great Bridges. New York and Evanston, 1953

