



# LUND UNIVERSITY

## Några byggnadskatastrofer genom tiderna

Pettersson, Ove

1977

[Link to publication](#)

*Citation for published version (APA):*

Pettersson, O. (1977). *Några byggnadskatastrofer genom tiderna*. (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 59; Vol. Bulletin 59). 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

LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY · LUND · SWEDEN · 1977

DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS AND CONCRETE CONSTRUCTION · BULLETIN 59

OVE PETTERSSON

NÅGRA BYGGNADSKATASTROFER  
GENOM TIDERNA

LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY · LUND · SWEDEN · 1977

DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS AND CONCRETE CONSTRUCTION · BULLETIN 59

OVE PETTERSSON

NÅGRA BYGGNADSKATASTROFER  
GENOM TIDERNA



# Några byggnadskatastrofer genom tiderna

Ove Pettersson\*

*Analysen av inträffade skadefall har betytt — och betyder — mycket för utvecklingen av projektering, dimensionering och byggande.*

*I mycket uppskattade distriktsföreningsarrangemang under 1977 i Lund, Göteborg, Sundsvall och Östersund har Ove Pettersson föreläst om "några byggnadskatastrofer genom tiderna". På begäran publiceras härmed huvuddragen i föredraget jämte ett urval bilder*

All praktisk dimensionering av en bärande konstruktion innehåller en viss sannolikhet eller risk för att en skada eller ett brott kommer att inträffa. Utlösande orsak kan därvid vara, att en eller flera av följande händelser inträffar.

- *Gränstillstånd* uppnås från  
— Överlast: egentygnd, nyttig last, vind etc  
— Underhållfasthet: material, bärverksutformning, instabilitet  
— Rörelser: sättningar, krypning, krympning etc  
— Nedbrytning: sprickuppkomst, utmattning, korrosion, erosion etc
- *Exceptionell risk* uppkommer genom brand, explosion, flodvåg, jordbävning, kollisionlast
- *Humanrelaterade fel* uppstår i form av dimensioneringsfel, utförandefel

Medvetenheten om risken för skada eller brott för en byggnad eller byggnadsdel är sannolikt lika gammal som själva byggandet. I *Hammurabis byggnadslag* från omkring 1750 f Kr anges följande fem regler (fig 1):

- Om en byggmästare bygger ett hus åt en person och gör konstruktionen så svag, att huset störtar samman och förorsakar husägarens död, skall denna byggmästare avrättas.
- Förorsakar sammanstörtandet, att husägarens son dör, skall en av byggmästarens söner avrättas.
- Förorsakar sammanstörtandet, att någon av husägarens slavar dör, skall en av byggmästarens slavar med samma värde avrättas.

- Förorsakar sammanstörtandet, att husägarens egendom förstörs eller skadas, skall byggmästaren ersätta denna egendom samt på egen bekostnad återuppbbygga huset.
- Uppför en byggmästare ett hus så att det ej uppfyller ställda krav — och tex en vägg faller in — skall byggmästaren åtgärda detta på egen bekostnad.

Den avskräckande effekten av en byggnadslag av denna typ torde vara entydig. Någon upprepning av ett begånget misstag ger lagen uppenbarligen ej något utrymme för.

Någon mer detaljerad kunskap om inträffade skador och brott för byggnader under de forntida civilisationerna föreligger ej. Från utgrävningar vet vi, att hela städer kollapsade genom normal åldring eller genom fientliga anfall. I samband med Allenby-invasionen i Palestina under första världskriget fann tex Major Tollak inte mindre än sex distinkta nivåer av murar under de stadsmurar, om vilka Gamla Testamentet i *Josua*, 6:e kapitlet skriver (fig 2):

Men Herren sade till Josua: "Se, jag har givit Jeriko med dess konung, med dess tappra stridsmän i din hand. Tågen nu omkring staden, så många stridbara män i ären, runt omkring staden en gång; så skall du göra i sex dagar. Och sju präster skola bära de sju jubelbasunerna framför arken; men på sjunde dagen skolen I tåga omkring staden sju gånger; och prästerna skola stöta i basunerna. Och när det blåses i jubelhornet med utdragen ton, och I hören basunljudet, skall allt folket upphäva ett stort härskri; då skola stadsmurarna falla på stället, och folket skall draga in över dem, var och en rätt fram".

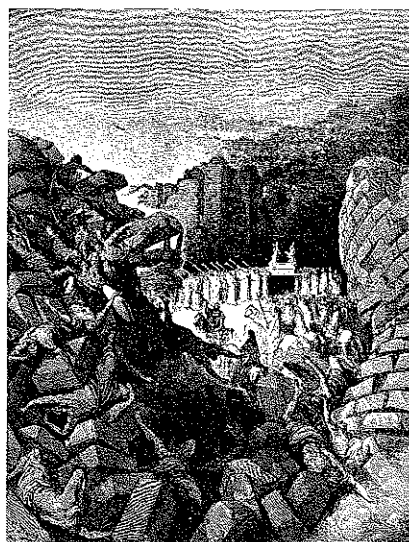
Citatet utgör den första kända rapporten om en byggnadskollaps till följd av



Fig 1. Hammurabis byggnadslag från omkring 1750 f Kr

soniska krafter. Reellt torde förklaringen vara mer närliggande — stadsmurarna föll genom att de anfallande underminerade dessa, medan de försvarande distraherades av basunstötarna.

Fig 2. Jerikos stadsmurar falla — illustration av Gustave Doré



\* Professor  
Lunds Tekniska Högskola  
Fack 725  
220 07 Lund. Tel 046-12 46 00

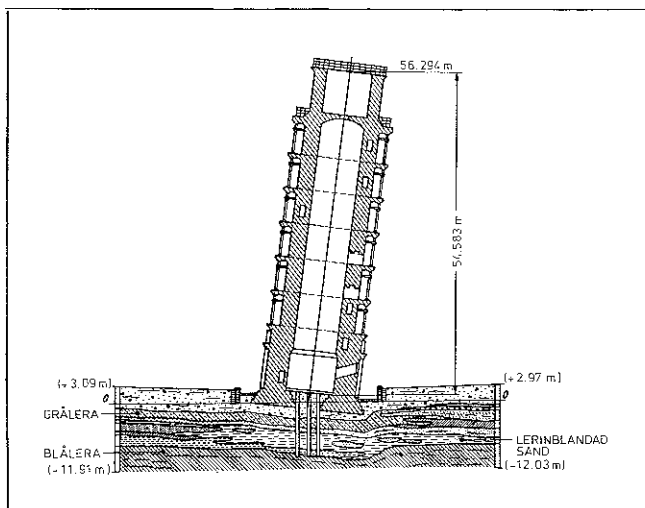


Fig 3. Kampanilen — det lutande tornet — i Pisa, byggd 1173 till omkring 1350

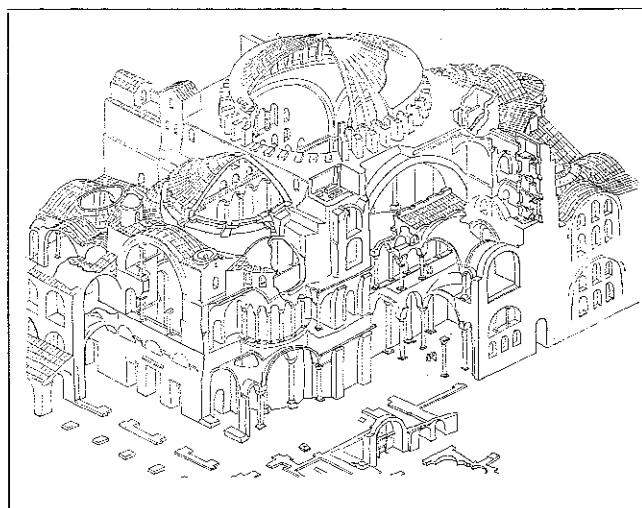


Fig 4. Perspektivisk framställning av det konstruktiva systemet för Hagia Sofia i Istanbul

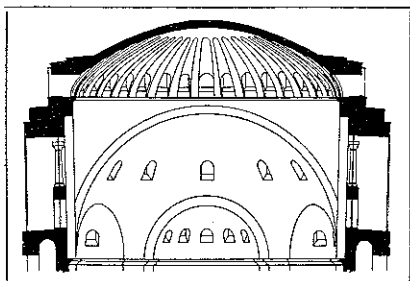


Fig 5. Hagia Sofias första takkupol, vilken störtade in — rekonstruktionsstudie

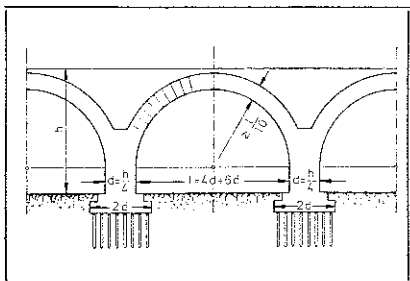
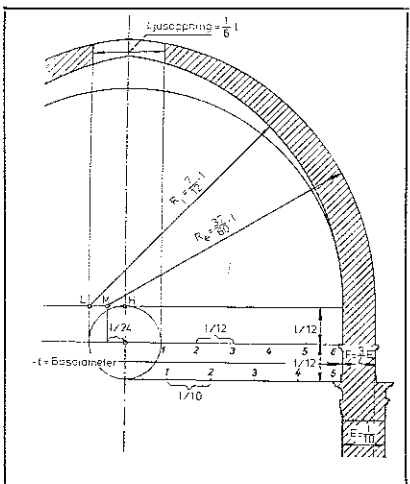


Fig 6. Albertis dimensionsregler för stenvalvbroar — *De re aedificatoria*, Firenze 1485

Fig 7. Fontanas dimensionsregler för murad rotationskupol — *Il Tempio Vaticano e sua origine*, Roma 1694



I de grekiska och romerska kulturen under antiken sköttes byggnadsverksamheten av slavar med stor hantverksskicklighet och goda prestationer belönades substantiellt eller genom att slaven gavs frihet. Någon ekonomisk eller tidsmässig konkurrens förekom ej, vilket ytterligare bidrog till goda produkter. Även under medeltiden var tidsfaktorn av underordnad betydelse och stat och kyrka spenderade frikostigt medel för monumentalbyggnader av hög kvalitet, som stått under många århundraden.

Naturligen inträffade skador och brott för utförda byggnader också under dessa tidsperioder. Ett av de mera kända exemplen utgör den cylindriska, 55 m höga kampanilen — det lutande tornet — i Pisa, uppförd 1173 till omkring 1350. Dess lutning, som nu uppgår till ca 5,4°, beror på ojämna sättningar i marken, uppkomna redan under byggnadstiden (fig 3). Ett annat, uppmärksammat, storskaligt exempel är Hagia Sofia, Vishetskyrkan i Istanbul, medeltidens väldigaste byggnadsverk, uppfört 532—537 under härskarparet Justinianus och Theodora (fig 4). Kyrkans första takkupol störtade in och ersattes i direkt följd av den nuvarande kupolen, som i förhållande till den instörtade har en väsentligt större hjässhöjd (fig 5). Erfarenheterna av inträffade incidenter utnyttjades för utveckling av matematiska och geometriska konstruktionsregler av tumregelkaraktär — tex Leon Battista Albertis dimensionsregler för stenvalvbroar från 1485 (fig 6) eller Carlo Fontanas motsvarande regler från 1694 för utformning av murad rotationskupol (fig 7), inspirerade av bl a Michelangelos kupol i Peterskyrkan i Rom.

I lika hög grad som medeltiden var också renässansens och barockens tid kännetecknad av hantverk inom bygget. Förändringarna låg mer i formspråket än i tekniken. Karakteristiskt är dock

en ökad och mer systemsatt användning av tekniska hjälpmedel som vinschar, kranar och spel. Det tidigare förbisedda träbyggandet upplevde en avancerad utveckling med Philibert de L'Orme (omkring 1512—1570) och Andrea Palladio (1518—1580) som ledande konstruktörer.

Hantverkstraditionens fullbordan inträffar i mitten av 1700-talet genom pionjärinsatser av de första föregångarna till industrialismens konstruktionsutveckling. Johan Ulrich Grubenmanns schweiziska träbroar, uppförda under tidsperioden 1754—1766, fick därvid avgörande betydelse för träbrobyggnadsteknikens utveckling i Europa och Amerika under de närmaste hundra åren. En i betydelse jämförbar insats inom stenbrobyggnadstekniken markerar prästen, bonden och muraren William Edwards' bro Pont-y-Ty-Prydd över floden Taff i Glamorgan i Wales vid Pontypridd (fig 8) med för sin tid mycket djärva dimensioner. Den slutliga bron är resultatet av en intuitiv skolning i konstruktivt verkningssätt, som Edwards fick genom icke mindre än tre tidigare försök att uppföra en bro i samma läge och som alla ledde till ett sammanstörtande.

På 1750-talet gjordes i Frankrike genom ingenjörerna Goiffen, Galipe och De Montpetit också de första ansträngningarna att bygga en bro helt i järn. Ansträngningarna blev ej framgångsrika och efter mångåriga försök gav ingenjörgruppen upp under hänvisning till fördomar och brist på erfarenhet. Det första framgångsrika järnbrobygget utgör en bro över Severn i England (fig 9), uppförd 1773—1779 på en ort, som för att manifestera framgången nu heter Ironbridge.

Isaac Charles Johnsons uppfinning av portlandcementet 1844 — efter ett betydelsefullt förarbete av bl a Joseph och William Aspdin — och introduktionen av armerad betong genom tidiga pion-

järarbeten av framför allt *Joseph Monier* och *François Hennebique* under senare hälften av 1800-talet skapade ökade förutsättningar för en utvecklingsbefrämjande konkurrenssituation. Under 1800-talet börjar också intuition och på erfarenhet baserade, enkla dimensioneringsregler att successivt — i takt med förbättrad kunskap — ersättas av en vetenskapligt förankrad, teoretisk dimensionering.

Under tidsperioden från omkring 1870 till omkring 1900 utvecklas byggandet i de mest progressiva länderna till en industriell verksamhet av betydande omfattning. Få kollapser finns noterade från denna period, vad gäller husstommar, vilka vanligen utfördes med vertikalbärning i form av tungt murverk och med bjälklag av massivt träbärverk. Ett exempel på en allvarlig stomkollaps från denna tid utgör *Darlington Apartment Hotel* i New York med ett ramskelett i tolv våningar som primärbärning. Ramskelettet var uppbyggt av stål-balkar och gjutjärnspelar med bultade skarvar och infästningar. Ramskelettet kollapsade den 2 mars 1904 genom ett instabilitetsbrott, som till sitt fenomen rekonstruerat illustreras i fig 10. Vid sammanstörtandet omkom 21 människor. Brottet var en effekt av en otillräcklig sidostagning av stommen med för stor effektiv knäckningslängd för pelarna som följd. Hela projektet kännetecknas av att gällande säkerhetskrav och ansvarsfull konstruktions- och utförandepraxis flagrant åsidosattes i en långt driven jakt på låg kostnad. I sin rapport över den inträffade kollapsen sammanfattar undersökningskommissionen:

”Vi har kommit fram till slutsatsen, att den inträffade kollapsen beror på bristfällig dimensionering, total avsaknad av kompetent projekt- och arbetsledning samt utnyttjande av oerfarna entreprenörer. Vi har vidare funnit, att *Eugene F Allison* (byggherren) och företaget *Pole and Schwandtner* (stålentreprenören) varit grovt och kriminellt vårdslösa i sitt val av metoder för att uppföra byggnaden.”

Inom brobyggnadssektorn blev utvecklingen under den nämnda tidsperioden en helt annan än inom husbygget, präglad av ett utbud av järnbrospann i en situation med kraftig konkurrens. Normalt utarbetade byggnadsföretagen därvid sina anbud från egenhändigt uppgjorda planer och specifikationer. Brokollapser inträffade under denna tidsperiod med hög frekvens. En illustration härav ger en av *Stowell* publicerad sammanställning, som för perioden 1878—95 förtecknar 502 fall av brott i järnbroar med järnvägstrafik. Fig 11 visar en öppen fackverksbro med sidoutknäckt övre tryckfläns — brottet förorsakat av

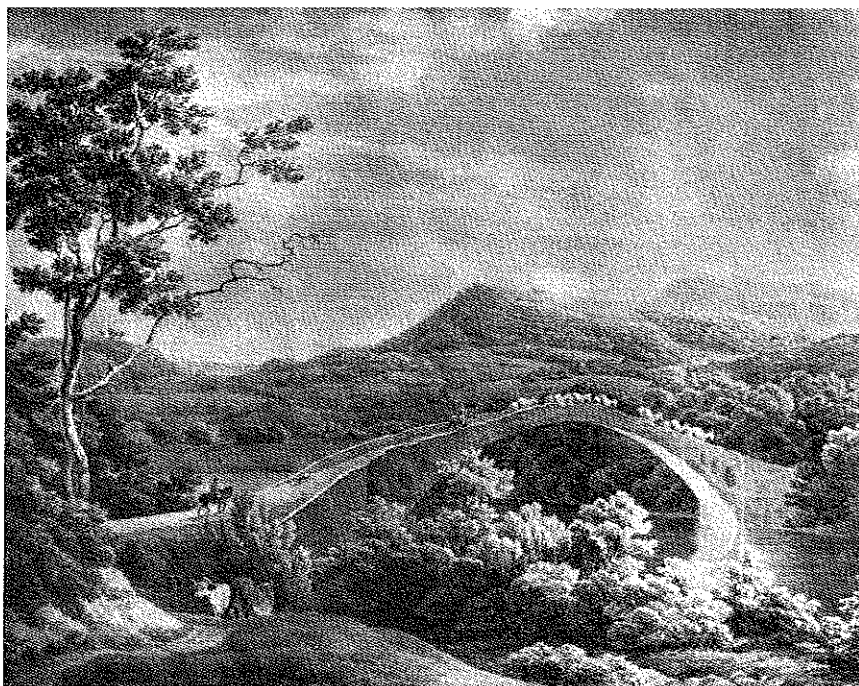


Fig 8. Bron Pont-y-Ty-Prydd vid Pontypridd i Wales från 1756

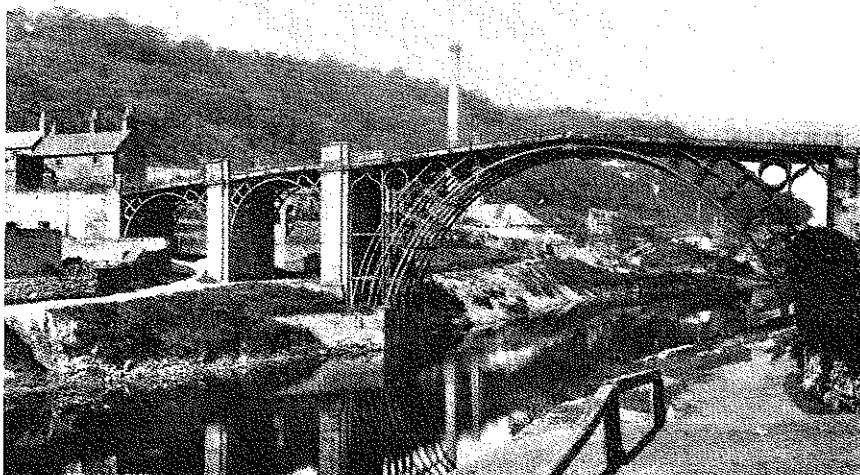
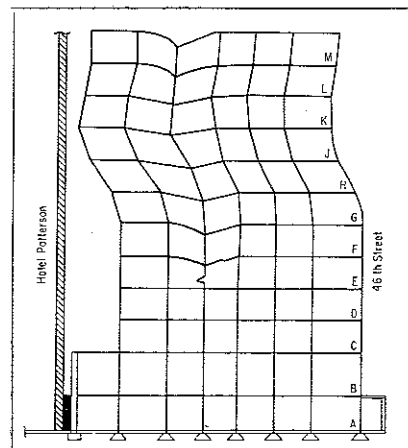


Fig 9. Den första järnbron — en bro över Severn vid Ironbridge — byggd 1773—1779

en felaktig dimensionering, vilken i sin tur berodde på att denna instabilitetsform ej var tillfredsställande teoretiskt utklarad vid den för brons dimensionering aktuella tiden. En underdimensionering av övre tryckfläns, såväl med hänsyn till sidoutknäckning som lokal knäckning mellan knutpunkter, var också orsaken till att en parabelfackverksbro över Morawa vid Ljubitschewo i Serbien kollapsade den 22 september 1892 i samband med en provbelastning (fig 12). Bron hade 3 spann med den individuella spannvidden 61 m. Vid Gütikhausen i kantonen Zürich i Schweiz uppfördes 1879—80 en gatubro, Thurbrücke, med primärbärning av trapetsfackverksbalkar med spannvidden 67,5 m och höjden 6,45 m. I förhållan-

Fig 10. Rekonstruerat instabilitetsbrott för kollaps den 2 mars 1904 av *Darlington Apartment Hotel* i New York



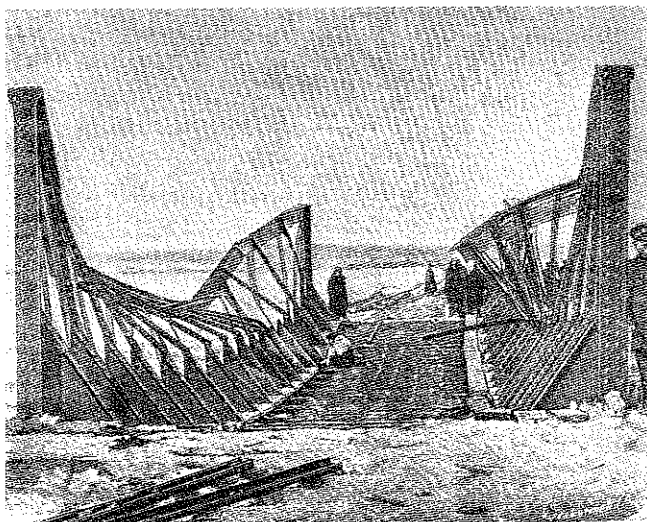


Fig 11. Öppen fackverksbro med sidoutknäckt övre tryckfläns — en vanlig kollapsform under slutet av 1800-talet och början av 1900-talet

Fig 12 (th). Kollaps i samband med provbelastning den 22 september 1892 av fackverksbro över Morawa vid Ljubitschewo i Serbien

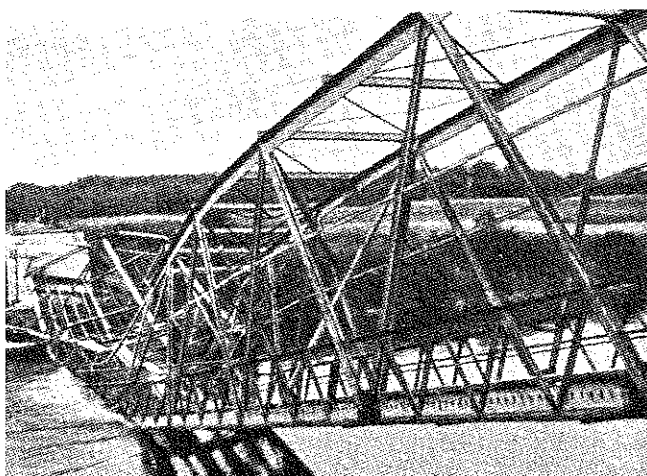


Fig 13. Kollaps den 14 maj 1913 i samband med förstärkningsarbeten av bro vid Gütikhausen i kantonen Zürich i Schweiz

de till angiven dimensionerande last var flertalet av fackverksbalkarnas tryckta stänger underdimensionerade med hänsyn till knäckning. Underdimensioneringen var dock ej större än att bron användes för trafik i ursprungligt skick under mer än 30 år. Därefter beslöt man att förstärka bron och en byggnadsfirma inledde detta arbete i maj 1913. För att underlätta ett rationellt arbetsförfarande löskooplade firmen några vindförbandssträvor och tvärreglar mellan fackverksbalkarnas tryckflänsar inom en begränsad del av spannet. Detta skedde utan någon kontrollerande spänningsberäkning. Ingreppet ledde till att tryckflänsarna knäckte ut och bron kollapsade den 14 maj 1913 (fig 13).

1877 uppfördes över Firth of Tay vid Dundee i Skottland en järnfackverksbro i 88 spann med en total längd av 3 160 m (fig 14). Brodelarna hade en konstruktivt olämplig utformning och var

därutöver utförda i billigt, lågvärdigt järn och med en utförandeteknik med påtagliga brister. Redan under brons byggande medförde en kraftig vind brott i några brodelare, varvid två fackverks-spann störtade. Cirka två år efter färdigställande, den 29 december 1879, blev bron utsatt för en mycket kraftig vindpåverkan med vindhastigheter upp mot 40 m/s. För mest utsatta brodelare motsvarar detta ett beräknat vindmoment av 12,7 MN m. Beräknat stabiliserande moment var 12,15 MN m. Då ett tåg just passerade bron, kollapsade denna och 200 människor dränktes i floden.

En liknande brokollaps inträffade för Chesterbridge över Mississippi i Illinois, USA den 29 juli 1944 (fig 15). Bron är en kontinuerlig stålfackverksbro i två spann om vardera 200 m. Bron byggdes 1942. Kollapsen bestod i att bron under inverkan av sidvind stjälppte och föll ned i Mississippi. Detta inträffade vid en

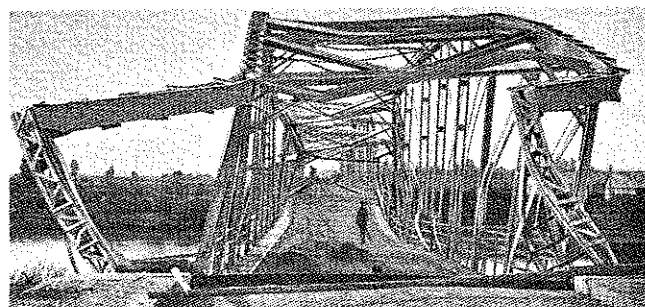
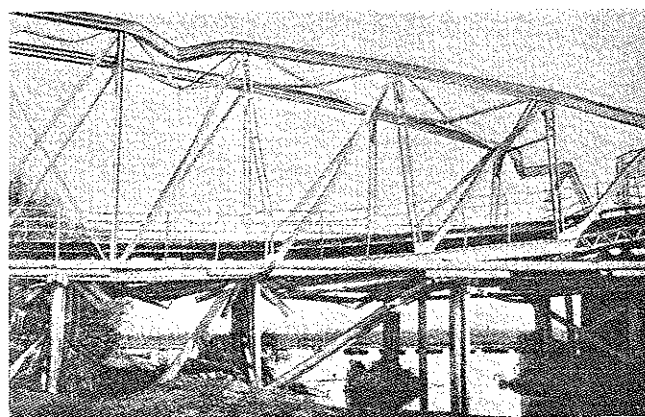


Fig 14. Fackverksbro i 88 spann över Firth of Tay vid Dundee i Skottland. Bron kollapsade den 29 december 1879, varvid 200 människor omkom

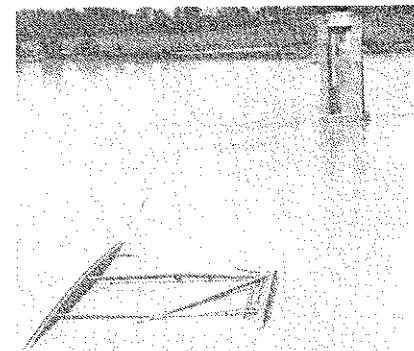
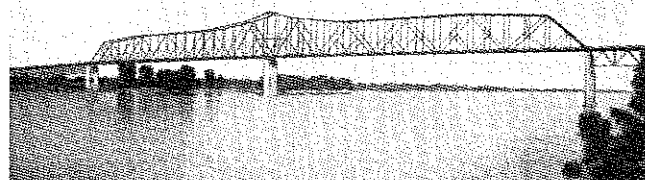


Fig 15. Chesterbridge över Mississippi i Illinois, USA. Bron stjälppte under vindpåverkan den 29 juli 1944

vindhastighet, som uppgick till endast ca 60 % av vid brons dimensionering, för stjälpning beräknad, kritisk vindhastighet. Kollapsen ledde till omfattande experimentella undersökningar i vindtunnel, av vilka bl a framgick, att vid en sidoanblåsning av bron uppkommer en

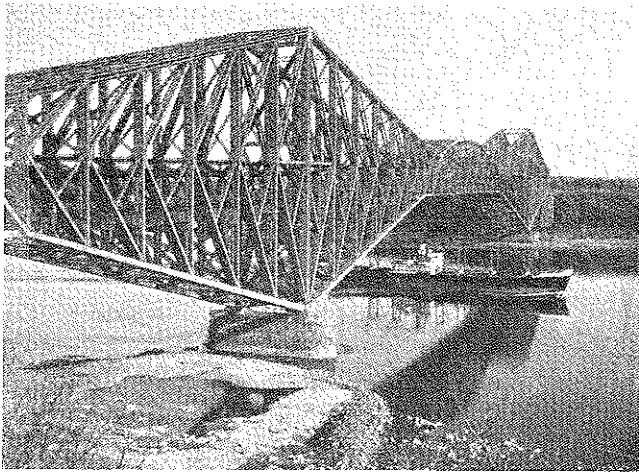


Fig 16. Fackverksbro i tre spann över St Lawrence-floden vid Quebec. Spännvidd för mittspannet 549 m

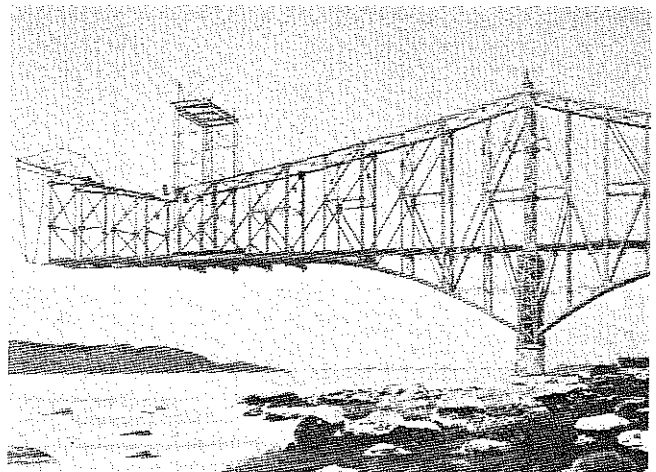


Fig 17. Första Quebec-bron i augusti 1907, strax före brons kollaps

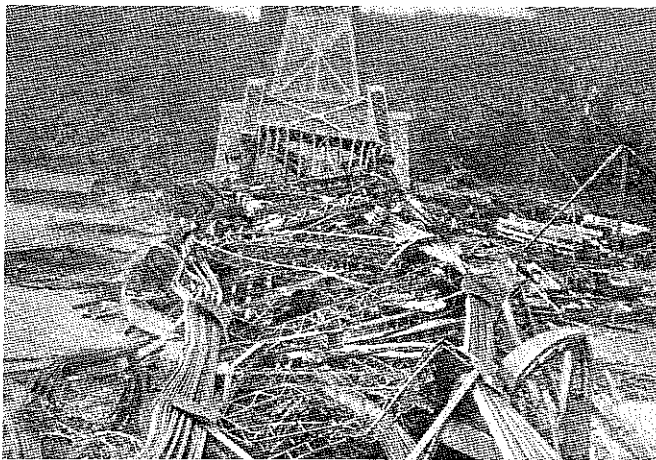


Fig 18 (t v). Första Quebec-brons kollaps den 29 augusti 1907

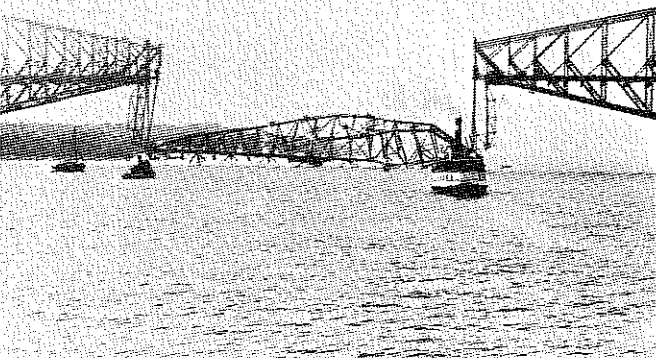


Fig 19 (t h). Det inhängda mittspannet för den andra Quebec-bron under lyftning

Fig 20 (t v). Det inhängda mittspannet för den andra Quebec-bron störtar under upphissning

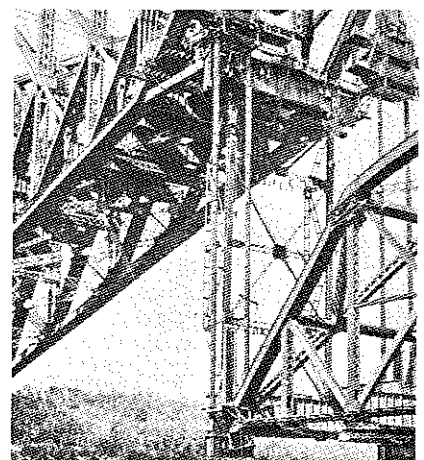
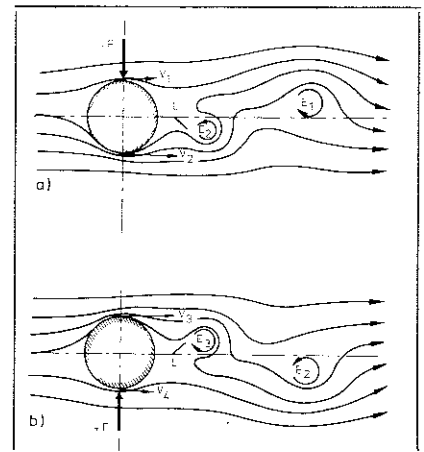


Fig 21 (t h). Uppkomst av virvelgata av von Kármántyp. Tidsskillnad mellan delfigurerna a) och b) en virvelavlösningsscykel



icke oväsentlig uppåtriktad vindkraftskomponent, som motverkar det stabiliserande momentet från brons egentygnd. Denna influens hade ej förutsetts vid brons dimensionering.

Det mest kända exemplet på en brokollaps i samband med montering utgör sannolikt bron över St Lawrence-floden i Quebec. Bron är en fackverksbro i tre spann med en spännvidd för mittspannet av 549 m (fig 16). Utbyggnaden av bron inleddes 1904 och fortskred planenligt fram till i augusti 1907, då södra landspannet och tillhörande mittspannskonsol var utbyggda (fig 17). Från denna konsol hade då också monteringen av

brons inhängda mittspannsparti påbörjats. På morgonen den 29 augusti 1907 inträffade så en av de största byggnadskatastroferna i brobyggnadsteknikens historia, då den utbyggda konsolen om 240 m och med en totalvikt av 9 000 t störtade inom loppet av 5 till 10 s (fig 18). Av de 86 arbetare, som var verksamma vid bron, omkom 75. Brottet skedde som ett instabilitetsbrott genom knäckning av underramstångens livplåtar i konsolfacken närmast upplagstornet. Primärt orsakades kollapsen av en felaktig dimensionering.

En ny bro projekterades och dimensionerades med start för utbyggnad 1911.

I september 1916 var båda landspannen och mittspannets båda konsoler utbyggda. Det inhängda mittspannspartiet hade byggts vid flodstranden och flottats ut i position för lyft och inhängning. Partiet var 195 m långt och hade en egentygnd av 5 000 t. Kl 08.50 den 11 september var mittspannspartiet i position för upplyftning (fig 19). Denna gick programenligt fram till 10.50, då en av de fyra upphängningsbyglarna rutschade ur sin upplagsanordning och mittspannspartiet störtade ner i floden (fig 20). Vid tillfället var vindstyrkan låg. Vid kollapsen omkom 13 människor.

Ett år senare monterades framgångsrikt

ett nytt mittspanssparti och bron kunde därefter öppnas för trafik den 3 december 1917.

Genom Firth of Tay-bron vid Dundee och Chesterbridge över Mississippi har exempel givits på brokollaps med koppling till statisk vindlast. För veka konstruktioner, t ex höga skorstenar eller mjuka hängbroar, har genom tiderna den aerodynamiska instabiliteten i ett stort antal fall medfört allvarliga och svårlösta problem.

Då en luftström träffar t ex en skorsten eller en hängbros farbanekonstruktion, kommer luftvirvlar att avsöndras växelvis enligt fig 21. En sk virvelallé eller virvelgata uppstår. I samband därmed blir konstruktionen utsatt för vinkelrät mot luftströmmen verkande, periodiska krafter med en frekvens, som bestäms dels av vindhastigheten och dels av utformningen av konstruktionens tvärsnitt. Dessa periodiska krafter är allmänt små och som regel vid ordinära konstruktioner betydelselösa ur spännings- och deformationssynpunkt. I exceptionella fall — nämligen vid extremt mjuk konstruktion, som utsätts för en vindbelastning, som ger en virvelavlösningssfrekvens, som nära sammanfaller med konstruktionens egenfrekvens — kan de mätliga periodiska virvelavlösningskrafterna emellertid vara tillräckliga för att genom resonans ge upphov till en vinkelrät mot vindriktningen verkande svängningsrörelse med amplituder av en sådan storleksordning, att konstruktionens bestånd kan äventyras.

Den kanske mest bekanta konstruktion, som i sen tid störtat samman genom svängningar från virvelavlösningar, är Tacoma Narrows Bridge, en av de större amerikanska hängbroarna med en fri spännvidd för huvudfacket av 853 m. Bron, som öppnades för trafik den 1 juli 1940, blev den 7 november samma år utsatt för följande händelseförlopp. Tidigt på morgonen blåste en tämligen kraftig vind, som genom periodiska virvelavlösningar kring farbanekonstruktionen försatte bronns huvudspänn i en svag vertikal svängningsrörelse. Kl 05.00 hade vinden mojnats väsentligt och den vertikala svängningsrörelsen dämpats praktiskt taget helt. Kl 08.00 hade vindstyrkan ökat kraftigt till 17 m/s och bronns huvudspänn befann sig nu åter i en vertikal svängningsrörelse — denna gång med något kraftigare amplituder. Denna svängningsrörelse, vars frekvens uppmättes till 36 svängningar/min, fortgick relativt oförändrad till ungefär kl 10.00. Därvid ökade vindhastigheten något till 19 m/s. Vid denna tidpunkt inträffade — troligtvis beroende på en lokal glidning av hängstagens kabelinfästningar i fackmitt — en plötslig övergång från de måttliga vertikalsvängningarna till mycket våldsamma torsionssvängningar med amplituder på upp mot 45° (fig 22).

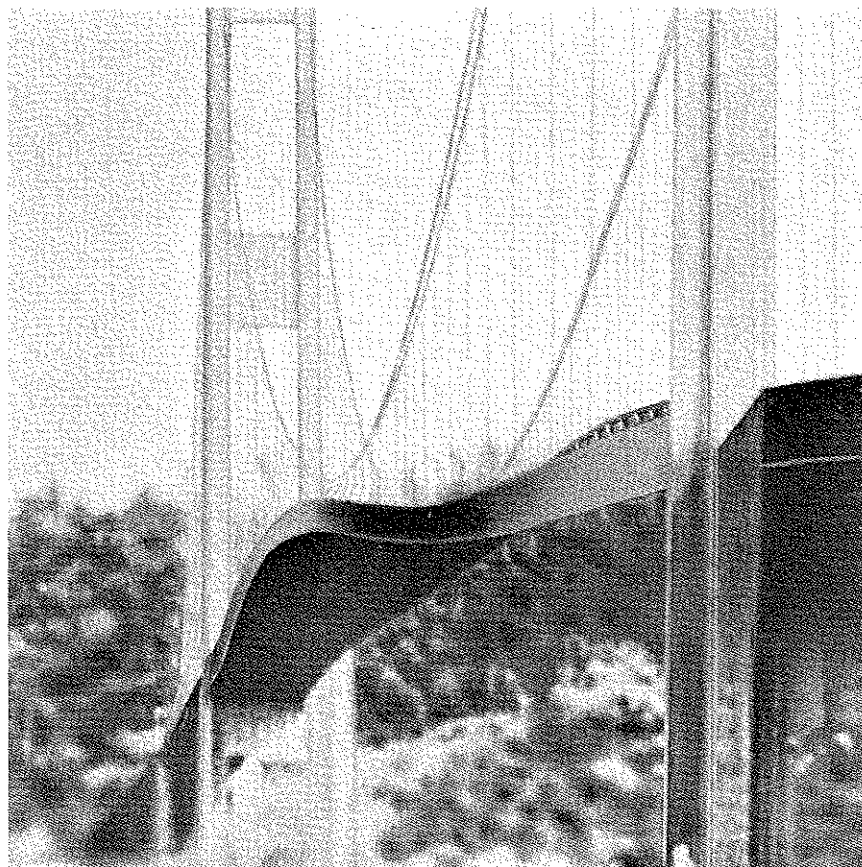


Fig 22. Tacoma Narrows Bridge under vindinducerade torsionssvängningar den 7 november 1940

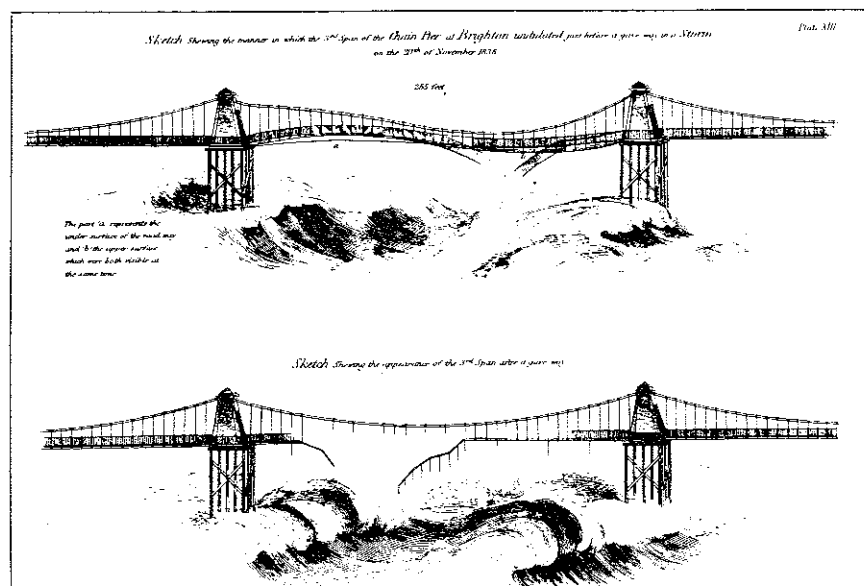
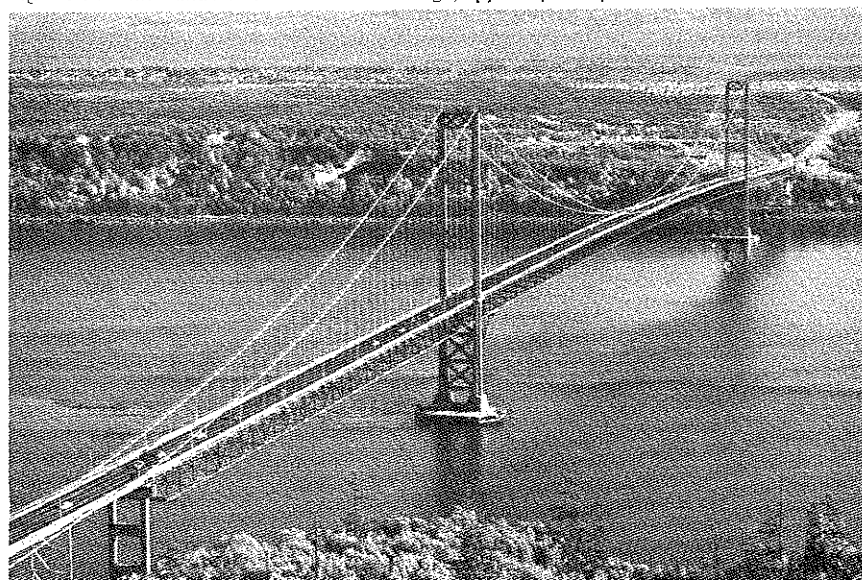


Fig 23. Överstelöjtnanten Reids skisser över Brighton Chain Piers kollaps den 30 november 1836

Fig 24. Den nuvarande Tacoma Narrows Bridge, öppnad för trafik i oktober 1950



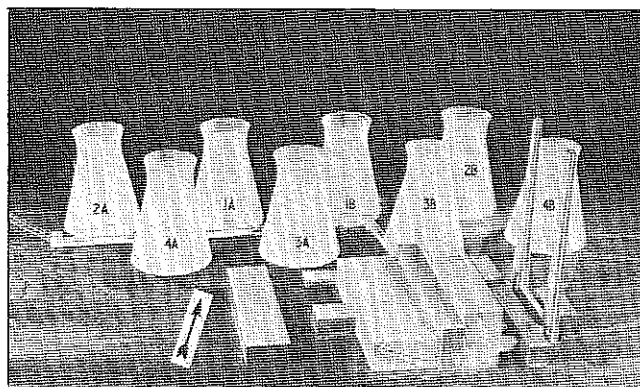
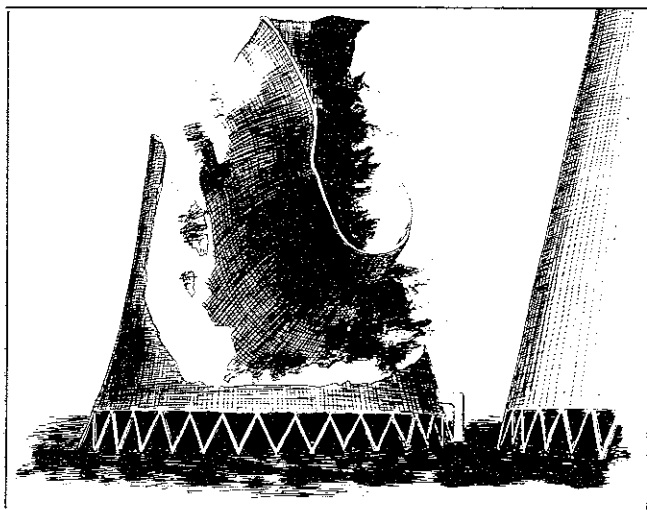


Fig 25 (tv). Kollaps av hyperboloidformat kyltorn vid koleldat kraftverk i Yorkshire i England

Fig 26 (ovan). Modell för vindtunnelstudie av kyltornsgrupp vid koleldat kraftverk i Yorkshire [10]

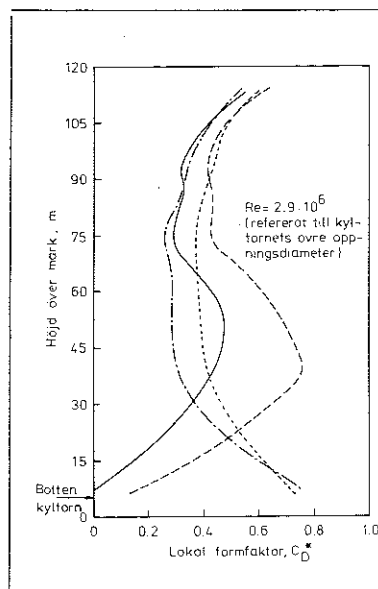
Dessa torsionssvängningar, som verkade med så låg frekvens som 12 sv/min, förmådde hängbron motstå under ca en timme. Därpå inträdde inom loppet av några få minuter brott i ett stort antal av hängstagsinfästningarna i farbane-konstruktionen, vilket medförde, att denna inom huvudspannet lösgjordes från den övriga delen av bron och störtade ned i floden. Samtidigt inträffade sekundärt kraftiga, åt flodstränderna riktade utböjningar av hängbrotornen samt djupa nedsjunkningar av brons sidospänn.

Inga personskador inträffade vid kollapsen. Vid brons ena tillfart hade en lokal bank annonserat med texten "As Safe as the Tacoma Bridge". Skylten togs ned dagen efter brons kollaps.

Kollapsen blev en chockartad erfarenhet för brokonstruktörerna. Så borde emellertid icke ha blivit fallet, om äldre erfarenhet av likartade katastroffall hade tagits till vara. Den 30 november 1836 kollapsade ett av de fyra spannen i Brighton Chain Pier i Sussex vid Engelska Kanalen med ett brottbeteende av samma typ som för Tacomabrons kollaps. Händelsen har beskrivits av ett ögonvittne, överstelöjtnanten Reid vid the Royal Engineers, sedermera guvernör av Bermuda. Till beskrivningen hör de i fig 23 visade skisserna, vilka i Reids rapport kommenteras på följande sätt:

"The upper one of the two sketches annexed, shows the greatest degree of undulation it arrived at before the roadway broke; and the under one shows its state after it broke...".

Fenomenet diskuteras och analyseras vidare i Transactions of the Royal Scottish Society of Arts, Vol. I, 1841 av John Scott Russel i en uppsats "On the Vibration of Suspension Bridges and Other Structures; and the Means of Preventing Injury from this Cause". Han visar därvid hur kollapsen av Brighton Chain Pier verifieras av honom själv tidigare



		Lokal formfaktor $C_D$	Max generatordrag-påkänning från vind	Procent ökning från fluktuerande vind
Ensam torn	-----	0.47	1.00	2
Torn 1 A	—	0.34	1.06	19
Torn 2 A	---	0.39	1.07	2
Torn 3 A	---	0.54	0.80	17

\* Kompletta modell, exklusive torn 1A och 1B

Fig 27. Inverkan av torngruppering på vindlastens formfaktor  $C_D$  och på maximal generatordragpåkänning i kyltorn från vind [10]

genomförda undersökningar. En ytterligare parallell till Tacomabrons brottbeteende utgör kollapsen genom vindinducerade svängningar den 17 maj 1854 av en hängbro över Ohio River vid Wheeling. Också från denna kollaps finns ögonvittnesskildringar, redovisade i Wheeling Intelligencer påföljande dag och omtryckta i New York Times fyra dagar senare.

Insatt i sitt historiska sammanhang understryker Tacomabrons kollaps åskådligt vikten av att skadefall omsorgsfullt analyseras och att kunskaperna härifrån publiceras på ett sådant sätt, att de lätt kan tas tillvara i framtida projektering, dimensionering och byggande. Projekteringen och dimensioneringen av den nya Tacomabron föregicks av omfattande teoretiska och experimentella studier av vindinducerade svängningar. Detta ledde till en aerodynamiskt stabil bro (fig 24) med en egentygnd, som är 50 % större än för sin föregångare, och med förstärkningsbalkar av fackverkstyp med 9,9 m höjd i stället för den kollapsade brons 2,4 m höga förstärkningsbalkar med helt liv.

Ett mycket uppmärksammat, sentida, vindrelaterat katastroffall utgör kollapsen den 1 november 1965 av tre hyperboloidformade kyltorn inom en grupp av åtta torn vid ett koleldat kraftverk i Yorkshire i England (fig 25). Tornen var utförda i armerad betong och det primära brottet var av typen dragbrott inom den nedre delen av hyperboloidskalén. Vid brotttillfället var vindhastigheten 23 m/s. Dimensionerande vindlast hade valts med utgångspunkt från resultat av vindtunnelundersökningar, genomförda för ett enskilda torn.

Kollapsen initierade en vindtunnelstudie av effekten av torngruppering och avstånd till kraftverksbyggnaden på vindkraftsfördelningen över de enskilda tornen (fig 26). Exempel på resultat ger fig 27. Härav framgår, att vindkraftens höjdvariation för det enskilda tornet kraftigt varierar med tornets läge inom gruppen. För tornet 2A uppgår den maximala generatordragpåkänningen i aktuellt brottsnitt från tidsmedelvärdesvinden till 7 % högre värde än motsvarande generatordragpåkänning för ett ensamt fristående torn. Om hänsyn tas

till fluktuerande vind, ger detta för tornet 1A en ökning av generatrisdragpåkänningen i det aktuella brottsnittet med 19 % och för tornet 3A med 17 %. För ett ensamt fristående torn är denna influens mycket liten.

De redovisade påkänningsökningarna skall värderas mot bakgrunden av att resulterande generatrisdragpåkänning i aktuellt brottsnitt för den verkliga konstruktionen utgörs av skillnaden mellan en dragpåkänning från vindpåverkan och en tryckpåkänning från kyltornets egen tyngd av lika storleksordning. En måttlig ökning av generatrisdragpåkänningen från enbart vindpåverkan kan därför få en procentuellt stor återverkan på den resulterande dragpåkänningen.

Kyltornens rekonstruktion genomfördes med ökad skaltjocklek och med väsentligt ökad generatrisarmering inom skalens nedre randparti. Därutöver ledde erfarenheterna från kollapsen till en rekommendation för framtida kyltornsggrupper av ett minsta fritt basavstånd på 1 1/2 basdiameter.

En ingående omprövning av gällande dimensioneringskriterier för vind- och havsvågsbelastade byggnadskonstruktioner blev en av de väsentliga konsekvenserna av den katastrof, som inträffade den 15 januari 1961, då en av tre radarplattformar kollapsade utanför New York Harbour under en kraftig sydstvind (fig 28). Vid katastrofen omkom 28 människor.

Plattformen var utformad som en trebenskonstruktion med fackverksförstyvningar. Den totala benhöjden uppgick till 76,6 m, varav 56,4 m under medelvattenytans nivå. Dimensionerande last valdes på basis av föreliggande vindhastighets- och våghöjdsstatistik för det aktuella området, vilken innehöll en högsta uppmätt vindhastighet av 57,2 m/s och en högsta noterad våghöjd av 18 m.

Plattformen togs i bruk för sin radarvarningsfunktion i november 1957. Redan under de första månaderna inträffade vid en vindstyrka av ungefär 15 m/s och en samtidig våghöjd av ungefär 4,5 m kraftiga horisontalsvängningar av plattformen med en frekvens av 15 till 18 svängningar/min. Vid noggranna mätningar, genomförda något senare vid ca 33 m/s i vindhastighet och 9 m våghöjd, bestämdes plattformens egenfrekvens till 20 sv/min för horisontalsvängningar och till 23 sv/min för torsionsvängningar. De vid plattformens dimensionering förutberäknade egenfrekvenserna var ungefär tre gånger så höga. Det observerades, att plattformens fackverksförstyvningar ej trädde i funktion, förrän plattformens horisontalförskjutning uppgick till ca 7,5 cm och plattformens torsion kring vertikalaxel till ca 0,1°. De största plattformsrörel-

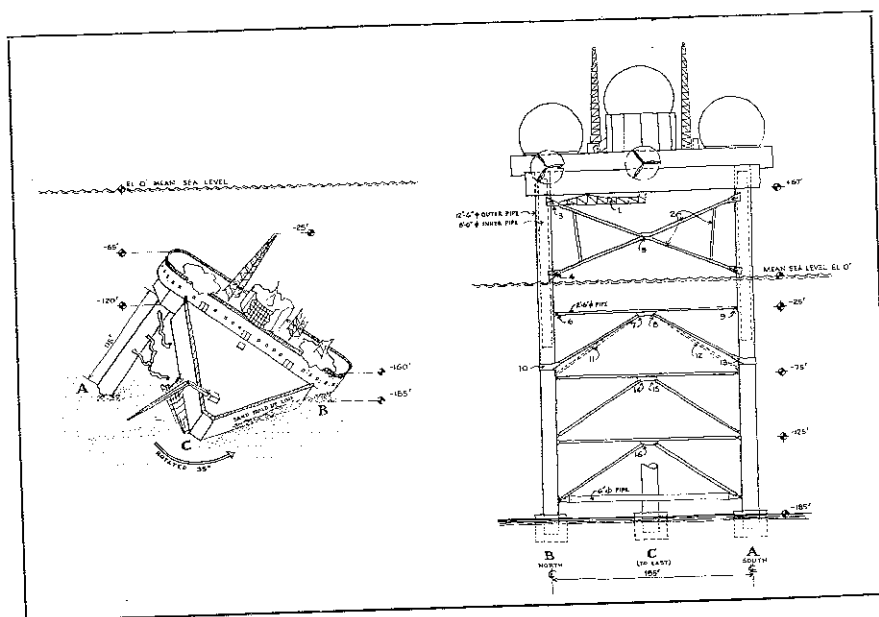


Fig 28. Kollaps den 15 januari 1961 av radarplattform utanför New York Harbour

serna registrerades vid en kombination av våglängden 36 m och våghöjden 3 m. Denna våglängd överensstämmer med avståndet mellan ett ben och vertikalplanet genom de båda andra benen och vågorna verkar därför vid denna våglängd dynamiskt synkront mot plattformens samtliga tre ben.

Inspektioner visade lokala defekter i fackverksförstyvningarna och i dessas infästningar i plattformens ben. Reparation av defekterna ledde till minskade svängningsamplituder för plattformen.

Den 12 september 1960 passerade orkanen "Donna" de aktuella farvattnen och plattformen blev då utsatt för en vind- och vågpåverkan, som överskred de för dimensioneringen valda värdena. Brott inträffade därvid i fackverksförstyvningarna inom ett av vertikalplanen och på en nivå av ca 23 m under vattenytan. En storm i december samma år förstörde ytterligare omfattningen av brottet i fackverksförstyvningarna.

Den 15 januari 1961, innan de uppkomna skadorna hade hunnit bli helt åtgärdade, kollapsade plattformen under en vinterstorm vid en vindhastighet av 28 m/s och vid en våghöjd, som inte översteg 12 m. Plattformen sjönk till botten och lokaliserades horisontalförskjuten ca 180 m och roterad ca 35° i förhållande till sin ursprungliga position. Den tillsatta haverikommissionen analyserade också säkerheten för gruppens båda övriga radarplattformar. Resultatet blev, att dessa senare övergavs och förstördes.

Det sannolikt mest uppmärksammade byggnadsras, som inträffat under senare år, torde vara explosionsolyckan i Ronan Point den 16 maj 1968 (fig 29) [18]. Olyckan avslöjade en svaghet hos en byggnad, utförd enligt modern teknik, som åtminstone folk i gemen ej hade



Fig 29. Fortskridande ras, orsakat av en gasexplosion i en hörnlägenhet på 18:e våningen, Ronan Point, Newham, London, den 16 maj 1968

väntat sig, nämligen benägenheten till fortskridande ras vid en lokal skada.

Byggnaden, i vilken det fortskridande raset inträffade, är ett 22 våningars bostadshus, ingående i ett saneringsprogram om 1 000 lägenheter i Canning Town, Newham, London. Byggnaden är utförd med prefabstomme enligt system Larsen-Nielsen. Stommen består av bärande betongväggar, sammansatta av prefabricerade betonglameller med höjd 2,4 m, längd 2,7 m och tjocklek 15 à 17,5 cm. Bjälklagen utgörs av hålelement med spännvidd 3,9 à 4,5 m, bredd 2,7 m och tjocklek 17,5 cm.

Raset initierades av en gasexplosion i en hörnlägenhet på 18:e våningen. Genom en läcka i gasinstallationen hade gas strömmat ut i lägenheten under natten och när en hyresgäst på morgonen tände gasspisen, uppstod en explo-



Fig 30. Fortskridande ras, orsakat av en gasexplosion i källaren i ett 4 våningars bostadshus i en av Københavns förorter, Skovlunde, den 2 december 1973

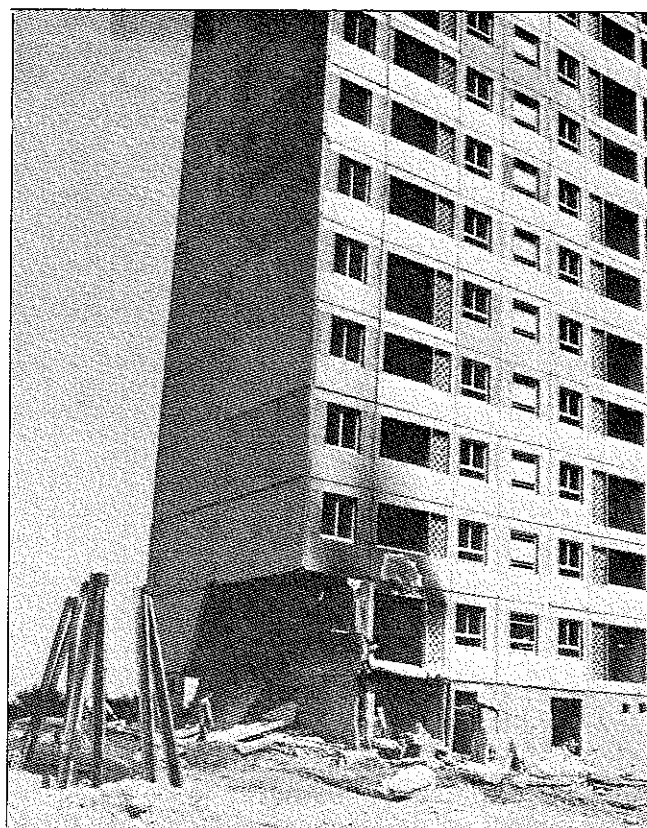


Fig 31. Lokal skada som följt av en explosion i andra våningen av ett elementbyggt betonghus i Algeriet. Utformningen av den bärande stommen, dimensionerad för jordbävningspåverkan, har förhindrat uppkomsten av fortskridande ras

sion. Explosionstrycket var relativt måttligt, uppskattat till 30 å 40 kPa. Den hyresgäst, som befann sig i explosionslägenheten undkom med lättare chock- och brännskador och kunde senare själva ta sig ur lägenheten.

Explosionstrycket var dock tillräckligt för att trycka ut tre bärande väggelement ur explosionslägenhetens gavelvägg. I våningen ovanför var hållfastheten i fogarna mellan väggelementen och mellan vägg- och bjälklagselementen ej tillräcklig för att explosionsskadan skulle kunna överbryggas. Hela hörnkonstruktionen ovanför 18:e våningen föll därför ned på underliggande våningsplan och initierade ett fortskridande ras genom samtliga hörnlägenheter ända ner till markplanet. Genom lyckliga omständigheter begränsades antalet omkomna till fem.

Liknande byggnadsras som i Ronan Point har också inträffat på flera andra håll. Vi begränsar oss i detta sammanhang till endast ett ytterligare exempel. Den 2 december 1973 inträffade en gasexplosion i källaren i ett 4 våningars bostadshus i Københavns förorter, Skovlunde (fig 30). Källarväggarna trycktes ut av explosionen i ett gavelfack. Det ovanförliggande bjälklaget av korsarmade betongplattor veks ned och blev hängande i sin kontinuitetsarmering över den första invändiga tvärväggen.

Ett fortskridande ras utlöstes, som omfattade gavelfackets samtliga fyra våningar. Två personer omkom vid olyckan.

Som jämförelse med de båda relaterade exemplen på fortskridande ras är den i fig 31 visade explosionsskadan, inträffad i Algeriet, av intresse. En explosion i andra våningen gav därvid lokalt betydande skador på bl a bärande väggar i ett elementbyggt betonghus. Genom att fogarna mellan elementen utförts med hög hållfasthet för att möta ställda krav på motståndsförmåga mot jordbävningspåverkan hade den ovanförliggande stommen kunnat överbrygga skadan och förhindrat uppkomsten av ett fortskridande ras.

Det fortskridande raset i Ronan Point utlöste en våldsam reaktion, främst i England, men också, i mindre grad, i många andra länder. Den efterföljande debatten innehöll såväl tekniska som sociologiska aspekter. Tekniskt framstår nu som väl motiverat [18]

att överpåverkningar är tillräckligt frekventa för att utgöra en beaktansvärd risk,

att byggnader erfarenhetsmässigt kan utföras på ett sådant sätt, att mindre överpåverkningar — som den i Ronan Point uppträdande — ej medför annat än lokal skada samt

att genom byggnadstraditionerna bekräftas, att en rasbenägenhet, som i Ronan Point, ej skall behöva tolereras.

De valda exemplen på inträffade byggnadskatastrofer ger naturligen inget annat än fragment av ett mycket stort och mångfacetterat problemområde. Valet har delvis motiverats av att de utgör katastrofer, som internationellt väckt stor uppmärksamhet och som därigenom blivit föremål för förhållandevis ingående analyser.

I den internationella litteraturen har under de senaste åren intresset vuxit för analyser av inträffade skador och brott för byggnadskonstruktioner. Utvecklingen går därvid mot mera systematiserade angrepp med koppling till sannolikheteoretisk behandling och med målet att kunna utnyttja informationen från inträffade incidenter för att förutsäga sannolikheten för att en skada eller ett brott skall inträffa genom den eller den influensen.

Ett intressant problemgrepp redovisas därvid av *DI Blockley* i en nyligen publicerad uppsats i *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* [19]. För en detaljerad skade- eller brottanalys har han utarbetat en checklista med relevanta påståenden och i en utvärdering av ett skade- och brottfall graderas varje sådant påstående med avseende på

Tabell 1. Konfidens- och betydelsegrads siffror för påstående, relevanta i en analys av skada eller brott för en byggnads-konstruktion [19]

Konfidens	Betydelsegrad
mycket hög = 0,2	mycket låg = 0,2
hög = 0,4	låg = 0,4
medelstor = 0,6	medelstor = 0,6
låg = 0,8	hög = 0,8
mycket låg = 1	mycket hög = 1

konfidens och grad av betydelse enligt tabell 1. För varje påstående uppskattas en konfidenssiffra och en betydelsegrads-siffra och dessa multipliceras med varandra. Därigenom karakteriseras påståendet siffermässigt. En direkt summation över alla påstående för ett skade- eller brottfall ger därpå en sammanfattande beskrivning av fallet. Alternativt kan för ett antal skade- eller brottfall en summation genomföras med koppling till ett utvalt påstående för att därigenom få en sammanfattande, sannolik-hetsmässig karakterisering av påståen-det.

Tabellen 2 illustrerar resultat från en tillämpning av metodiken på 23 väldo-kumenterade katastroffall, bland vilka flera av de ovan beskrivna ingår. Ta-bellen graderar därvid inverkan de para-metrars dominans med hänsyn till att vara bidragande orsak till inträffade skador och brott. Påtaglig är de human-relaterade parametrarnas genomslags-kraft.

Det ligger naturligen i problemets och behandlings karaktär, att en skade- eller brottrekonstruktion och en tillhö-rande konfidens- och betydelsegradsbe-dömning kan vara förenad med en be-tydande osäkerhet, vilken i sig borde uppskattas och inkluderas i analysen. De i tabellen 2 återgivna, numeriska karakteriseringarna skall värderas mot denna bakgrund.

Sannolikhetsteoretiska analyser av den exemplifierade karaktären är väl i sam-klang med den framåtsyftande värde-ring av skador och brott för byggnader, som formulerats av en av de största bro-byggnadsteknikerna genom tiderna, *DB Steinman*, och som på ett utmärkt sätt sammanfattar den givna exposén:

"Engineering failures are the price we pay for progress. If we profit from the experience, these failures will not have been in vain". □

Tabell 2. Inverkan de parametrars dominans med hänsyn till att vara bidragande orsak till inträffade skador och brott. Population av 23 fall [19]

Rang- ordning	Parameter	Sammanfattande numerisk karakterisering
1	Dimensioneringsfel	15,48
2	Utförandefel	11,88
3	Platskontroll { Entreprenörens personal Konstruktörens personal	11,76
4		11,68
5	Information från FoU	10,88
6	Dimensioneringsmodell	10,68
7	Okända materialeffekten	9,32
8	Nytt statistiskt verkningssätt	6,52
9	Överlast	6,52
10	Föreskrifter	5,76
11	Stegvis förändring av konstruktiv utformning	5,36
12	Kontraktsfrågor	5,32
13	Byggnadens användning	5,24
14	Väl testade material	4,52
15	Allmän klimatisk påverkan	4,52
16	Känslighet i utförande	4,46
17	Beräkningsfel	3,80
18	Väl prövad konstruktiv utformning	3,24
19	Väl prövade utförandemetoder	2,80
20	Entreprenörens erfarenhet	2,56
21	Konstruktörens erfarenhet	2,52
22	Hållfasthetsvariation	2,48
23	Känslighet för exceptionella risker	1,92
24	Exceptionella risker	1,28

## Referenser

- [1] *Stamm, C*: Brückeneinstürze und ihre Lehren. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik, Nr. 24, ETH, Zürich 1952
- [2] *Smith, H S*: The World's Great Bridges. Harper & Row, New York and Evanston 1953
- [3] *Timoshenko, S P*: History of Strength of Materials. Mc Graw-Hill, New York — Toronto — London 1953
- [4] *Hammond, R*: Engineering Structural Failures. Oldhams Press, London 1956
- [5] *Steinman, D B — Watson, S R*: Bridges and Their Builders. Dover Publications, New York 1957
- [6] *Mc Kaig, T H*: Building Failures. Mc Graw-Hill, New York — Toronto — London 1962
- [7] *Straub, H*: Die Geschichte der Bauingenieurkunst. Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart 1964
- [8] *Feld, J*: Lessons from Failures of Concrete Structures. American Concrete Institute, Detroit, Michigan 1964
- [9] *Feld, J*: Construction Failure. John Wiley & Sons, New York — London — Sydney — Toronto 1968
- [10] *Scruton, C*: Aerodynamics of Structures. International Research Seminar "Wind Effects on Buildings and Structures", Theme Paper 4, Ottawa, Canada 11—15 September 1967, Proceedings, Vol. 1, University of Toronto Press 1968, p. 115
- [11] *Cornell, E*: Byggnadstekniken — metoder och idéer genom tiderna. Byggtörbundet, Stockholm 1970
- [12] *Kollbrunner, C F*: Schutz der Bauten vor Setzungen und Rutschungen. Institut für bauwissenschaftliche Forschung, Zürich, Juni 1970
- [13] *American Society of Civil Engineers*, Structural Failures: Modes, Causes, Responsibilities. National Meeting on Structural Engineering, Cleveland, Ohio, April 1972
- [14] *Rybicki, R*: Schaden und Mängel an Baukonstruktionen. Werner-Verlag, Düsseldorf 1972
- [15] *Sachs, P*: Wind Forces in Engineering. Pergamon Press, Oxford — New York — Toronto — Sydney — Braunschweig 1972
- [16] *Scott, G*: Building Disasters and Failures — A Practical Report. Construction Press, Lancaster 1976
- [17] *Smith, D W*: Bridge Failures. Paper 7921, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 60, August 1976, p. 367
- [18] *Granström, S — Carlsson, M*: Byggnaders beteende vid överpåverkningar. Bygghälsningen T3: 1974
- [19] *Blockley, D I*: Analysis of Structural Failures. Paper 7994, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 62, February 1977, p. 51

Särtryck ur Väg- och vattenbyggaren nr 11, 1977

Målartryckeriet AB, Söhlm. 1978