9812094

P

RAPPORT

Anna Pousette

Snedstags- och hängbroar

Litteraturstudie med inriktning mot trä

Nordic Wood

Trätek

INSTITUTET FÖR TRÄTEKNISK FORSKNING

Anna Pousette

SNEDSTAGS- OCH HÄNGBROAR
Litteraturstudie med inriktning mot trä

Trätek, Rapport P 9812094

ISSN 1102 – 1071
ISRN TRÄTEK – R – – 98/094 – – SE

Nyckelord

cable stayed bridges
cable stayed timber bridges
suspension bridges
timber bridges

Stockholm december 1998

Rapporter från Trätek — Institutet för träteknisk forskning — är kompletta sammanställningar av forskningsresultat eller översikter, utvecklingar och studier. Publicerade rapporter betecknas med I eller P och numreras tillsammans med alla utgåvor från Trätek i löpande följd.

Citat tillåtes om källan anges.

Trätek — Institutet för träteknisk forskning — betjänar de fem industrigrenarna sågverk, trämanufaktur (snickeri-, trähus-, möbel- och övrig träförädlande industri), träfiberskivor, spånskivor och plywood. Ett avtal om forskning och utveckling mellan industrin och Nutek utgör grunden för verksamheten som utförs med egna, samverkande och externa resurser. Trätek har forskningsenheter i Stockholm, Jönköping och Skellefteå.

Reports issued by the Swedish Institute for Wood Technology Research comprise complete accounts for research results, or summaries, surveys and studies. Published reports bear the designation I or P and are numbered in consecutive order together with all the other publications from the Institute.

Extracts from the text may be reproduced provided the source is acknowledged.

The Swedish Institute for Wood Technology Research serves the five branches of the industry: sawmills, manufacturing (joinery, wooden houses, furniture and other woodworking plants), fibre board, particle board and plywood. A research and development agreement between the industry and the Swedish National Board for Industrial and Technical Development forms the basis for the Institute's activities. The Institute utilises its own resources as well as those of its collaborators and other outside bodies. Our research units are located in Stockholm, Jönköping and Skellefteå.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1 ALLMÄNT 3

1.1 BAKGRUND 3
1.2 LITTERATURSTUDIENS OMFATTNING 3

2 HISTORIA 4

3 UTFORMNING 7

3.1 STAGMÖNSTER 9
3.2 BRODÄCK 12
3.3 TORN 12

4 STATISK OCH AERODYNAMISK DIMENSIONERING 14

4.1 STATISK DIMENSIONERING 14
4.1.1 Hängbroar 14
4.1.2 Snedstagsbroar 14
4.1.3 Parameterstudie för snedstagsbro 15
4.2 VIBRATIONER 17
4.2.1 Lokala och globala svängningar hos systemet 17
4.2.2 Dimensionering för vindeffekter 18
4.2.3 Hängbroar 21
4.2.4 Snedstagsbroar 23
4.3 DÄMPNING 25

5 KONSTRUKTIONSDETALJER 27

5.1 STAG 27
5.2 BRODÄCK 29
5.3 TORN 31

6 BESKRIVNING AV UTFÖRDA BROAR 32

6.1 SNEDSTAGS- OCH HÄNGBROAR AV STÅL OCH BETONG 32
6.1.1 Snedstagsbro: Tjörnbron, Sverige 32
6.1.2 Hängbro över Stora Bält, Danmark 34
6.2 SNEDSTAGS- OCH HÄNGBROAR AV TRÄ 36
6.2.1 Hängbro med fackverksbalkar av trä /28/ 36
6.2.2 Gång- och cykelbro över Redbank Creek, Australien 36
6.2.3 Hiroshima Airport Bridge (USA, Japan) 39
6.3 DIVERSE TRÄBROAR 41

7 TIDSKRIFTSARTIKLAR 43

7.1 UTFORMNING AV EN SNEDSTAGSBRO 43
7.2 KRIS FÖR SNEDSTAGSBROARNA? 44
7.3 ÖVRIGA ARTIKLAR 44

8 SAMMANFATTNING 46

9 REFERENSER 47

1 ALLMÄNT

1.1 Bakgrund

Denna litteraturstudie ingår i delprojektet "Långa träbroar", som är en del inom det gemensamma nordiska projektet "Broar av trä". Projektet stöds av Nordic Wood, Vägverket och Nutek. Studien fokuseras på de speciella krav som gäller för snedstagsbroar och hängbroar av andra material men som kan appliceras på träkonstruktioner. De viktigaste frågeställningarna handlar om begränsningar och kriterier för val av olika konstruktionssystem, vibrationer av trafiklast och vind, vindinducerade svängningar i brobanor, pyloner och stag, konstruktivt skydd av träkonstruktionen, formgivning och miljökonsekvenser.

Ett stort användningsområde för träbroar är gång- och cykelbroar över t.ex. vattendrag samt vid planskilda korsningar av motorvägar och järnvägar. Dessa broar kräver ofta spann på 50-150 m, vilket är stor spännvidd för träbroar. Träbroar har begränsningar vad gäller stora spännvidder och låga konstruktionshöjder. Träbroar med stor spännvidd har oftast utförts som fackverksbroar, bågbroar eller hängbroar. Öppna fackverksbroar ställer dock höga krav på träskydd och underhåll, och bågbroar är dyra och inte alltid möjliga att använda.

Traditionella hängbroar av trä är ofta problematiska på grund av svängningar och vibrationer. Snedstagsbroar är ett relativt nytt och intressant alternativ. Brotypen används idag allt oftare till mycket långa väg- och järnvägsbroar med spännvidder på flera hundra meter och utförs då i stål- och/eller betong. Konstruktionstypen ger öppna, smäckra men ändå stabila konstruktioner.

1.2 Litteraturstudiens omfattning

Litteraturstudien omfattar i första hand allmän litteratur om snedstagsbroar och broar som byggts under senare år. Den ger allmänna beskrivningar av brosystem och deras utveckling samt beräkningsteorier. Några exempel på byggda träbroar finns också med. I Sverige har det under de senaste åren byggts ett antal snedstagsbroar och någon hängbro av trä, men de finns inte med i den här rapporten.

2 HISTORIA

/4/ /10/ /11/ /12/ /13/

Hängbroar har använts sedan lång tid tillbaka. I början av 1800-talet började större hängbroar som var upphängda i stållinor byggas. De tidigaste broarna var inte stora, men de banade väg för allt längre konstruktioner. I början hade man ingen bra metod för att korrosionsskydda linorna och därför användes ibland kedjor.

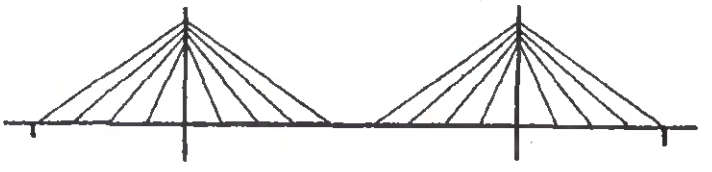
Figur 1 Hängbro

Karakteristiskt för hängbroar är att:

- de har låg böjstyvhet och att det krävs en styv brobana för att undvika överdriven deformation vid påverkan av vind eller excentrisk last
- uppsättningen av kablarna oftast görs med den relativt komplicerade spinn-metoden som utvecklades för mer än 100 år sedan av Roebling
- brodäcket ofta monteras med början vid brons mitt
- broarna av många anses som vackra

Vid stora spännvidder är hängbroar överlägsna. 1855 byggdes en 250 m lång hängbro av trä för järnvägen över Niagarafallet av Johann August Roebling. Den användes fram till 1897. Förstyvningsbalken var ett 7 m högt fackverk (Howes). Den längsta av Roeblings broar som byggdes under hans livstid var en bro över Ohiofloden. Den byggdes 1866 och var 322 m lång. Hans mest avancerade konstruktion var Brooklyn Bridge i New York.

Snedstagsbroar är broar där huvudbalkarna är upphängda i flera stag som går från ett eller flera torn. Näst efter hängbron är snedstagsbron den bästa brotypen för stora spännvidder.



Figur 2 Snedstagsbro

Snedstagsbroar utförs på olika sätt vad gäller utformning av torn och upphängningsstag samt brodäckets konstruktion och material.

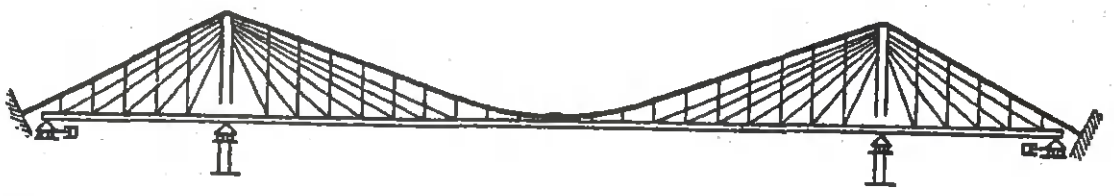
Utvecklingen av snedstagsbroar har skett under de senaste två hundra åren. Historiskt sett är tekniken gammal, från 1700-1800-talet. Den i litteraturen äldsta beskrivna snedstagsbron är en träbro byggd i Tyskland 1784, av Löscher från Schweiz. Den byggdes helt i trä, hade 32 m spännvidd. 1817 byggdes nästa bro i England. Den hade 33,6 m spännvidd och sneda kablar från ett ståltorn. Många broar var på förslag, men flera tidiga broar kollapsade och systemet övergavs.

Den första bron som rasade var en 79,2 m lång, 1,22 m bred bro som var upphängd i sneda kedjor. Bron byggdes för fotgängare i Dryburgh-Abbey i Skottland 1818. Vid en vindstöt blev svängningarna så stora att infästningen av den längsta kedjan brast, och konstruktionen förstördes helt.

På grund av överbelastning kollapsade en annan bro som var 78 m lång och byggd 1824 vid Niemburg i Tyskland. Stagen var inte helt raka och man fick stora deformationer i brobanan. Dessa stora deformationer innebar stort moment i brodäcket vilket det inte var dimensionerat för.

Många kollapser gjorde att snedstagsbroarna övergavs. Hängbroar valdes och utvecklades istället. John A. Roebling började inkludera snedstag i sina hängbroar. Hängbroar är känsliga för vinden, och Roebling såg att snedstagen hade positiv inverkan på broarnas vindkänslighet. Det är dock osäkert hur mycket snedstagen samverkade med den övriga hängkonstruktionen. Stagens styrka var endast 1100 N/mm^2, och de var inte så effektiva på grund av nedhängningseffekten.

Många sådana hybrider av hängbroar och snedstagsbroar byggdes i USA och England i slutet av 1700-talet och början av 1800-talet. I slutet av 1800-talet började man använda stållinor i stället för stålkedjor, t.ex. i bron över Niagarafallet (250 m) som byggdes 1851-55 och Brooklyn Bridge (486m) som byggdes 1870-83. Båda utfördes som kombinerade häng- och snedstagsbroar. Brotypen var framgångsrik och utvecklades med stag av valsade stänger eller tvinnade kablar, med förbättrade stagförankringar och med ökad styvhet hos brodäcket.



Figur 3 Kombinerat upphängningssystem /4/

Det låga intresset för snedstagsbroar under 1700- och 1800-talen berodde på avsaknad av teorier för dimensionering av broarna. Materialen passade inte heller till denna typ av broar. Till de allra tidigaste broarna användes kedjor eller stänger som stag. Trä, runda stänger och kedjor var inte ägnade till att ta stagens dragkrafter, de hade låg hållfasthet och kunde inte förspännas för undvikande av slackning vid osymmetrisk belastning. Utvecklingen av olika

typer av kablar med hög bärförmåga och enklare infästningar gjorde att man övergick till dessa produkter av kalldragen tråd. Till ett fåtal moderna broar har höghållfasta stålstänger använts.

Ekonomiska krav tillsammans med moderna beräkningsmetoder, byggmetoder och bättre material gjorde att snedstagsbroar kunde utvecklas efter andra världskriget. Ekonomiska undersökningar visade att snedstagsbroar fyllde luckan mellan långa balkbroar och hängbroar.

Utvecklingen av *snedstagsbroar* genomgick två viktiga steg:

- Stagen började förspännas. År 1938 använde F. Dischinger för första gången förspända stag. Han studerade en hängbro i Hamburg och kom fram till att stag av höghållfast stål med stor förspänning från belastning av egenvikten, skulle minska deformationerna och öka den aerodynamiska stabiliteten. Han fastslog att stag av höghållfast stållina måste förspännas ordentligt för att minska nedböjningen på grund av nedhängning av långa stag. Spänningen i kabeln vid egentyngd ska vara 500-600 N/mm^2 med en övre gräns för egentyngd och trafiklast *850-900 N/mm*^{2}. Efter andra världskriget spelade F. Dischinger en stor roll i återuppbyggnadsarbetet i Tyskland. I Tyskland efter andra världskriget behövde många broar byggas. Hans konstruktioner blev populära på grund av att de var snabba att bygga och ekonomiska. Effektivt materialutnyttjande och snabbt byggande gjorde snedstagsbroar till de billigaste.

- Överbyggnaden började byggas som en enhet. Gamla brodäck bestod av däckplatta på längsgående balkar på tvärbalkar mellan huvudbalkarna. Leonhardt började 1936 utveckla *ståldäck* med förstärkningsribbor under. Hela konstruktionen gjordes som en enhet och kontinuerlig över mellanstöden och pylonerna. Brodäck av betong som var kontinuerliga över flera spann utvecklades också.

De första moderna snedstagsbroarna byggdes 1955-70, framförallt i Tyskland. Från 1955-1970 konstruerades ca 43 snedstagsbroar varav de flesta i Tyskland. På 70-talet började de byggas i USA. Där har snedstagsbroar på grund av bättre materialutnyttjande och lägre underhållskostnader, på flera ställen ersatt fackverksbroar av stål. En del äldre broar av samma typ av trä fanns sedan tidigare i USA.

1955 konstruerade Dischinger en bro i Strömsund i Sverige. Den anses vara den första moderna snedstagsbron.

Figur 4 Strömsundsbron /12/

Fördelar med snedstagsbroarna är att de får låg balkhöjd, är lätta att bygga och blir estetiskt tilltalande. De estetiska kvaliteterna hos snedstagsbroarna, med det tydliga kraftflödet, uppmärksammades. Många gångbroar byggdes i tyska städer på grund av deras tilltalande arkitektur. Broarnas känslighet för svängningar orsakade av gångtrafiken uppmärksammades dock. På 60-talet byggdes flera broar bl.a. i Italien med betongdäck. På 70-80- och 90-talen har det byggts allt längre snedstagsbroar i hela världen, för såväl väg- som för järnvägstrafik.

Efter mer än 40 års konstruktion och byggande av snedstagsbroar av stål och betong, har man sett tekniska och ekonomiska fördelar för broar upp till 1800 m längd. Medellånga snedstagsbroar byggs i konkurrens med konventionella broar för estetikens skull, ej av ekonomiska skäl. Bättre teknik för att bygga broarna kan förbättra ekonomin. Samverkansbroar, stål- och betongbroar har använts på 1980-talet, med spännvidder 300-500 m. Stål används till de längsta broarna i Frankrike och Japan.

I Japan har man under senare år byggt ett antal stora snedstagsbroar. Bland världens tio längsta snedstagsbroar (med spännvidder 485-890 m), som alla byggts på 90-talet, är fem byggda i Japan. Samtliga dessa har ett brodäck av stål. I Japan ger jordbävningar och tyfoner stora belastningar. Sedan avancerad datorteknik, nya modeller för simulering av vind och seismik, samt ny teknik för vindtunneltest utvecklats, har byggandet av stora snedstagsbroar ökat.

3 UTFORMNING

/6/ /10/ /14/

Utformning av broar handlar om broars estetik. Det är många olika faktorer som påverkar det visuella intrycket av en bro.

Visuellt markerade broar har en egen identitet och har en plats i folks medvetande. De bör ges en god utformning vad gäller konstruktion, proportioner, material och detaljer. För konstruktioner som hängbroar, snedstagsbroar, fackverk och bågbroar är det statiska systemet utgångspunkt för brons uttryck, och det kan bearbetats för att öka elegansen. Alla detaljer bör understryka kraftspelet i konstruktionen.

Torn till broar har oftast en konstruktiv uppgift, t.ex. för hängbroar och snedstagsbroar. De är en viktig del av brons uttryck. Statiskt erforderliga torn bör bearbetas i form, proportioner och tvärsnitt. För snedstagsbroar kan t.ex. tornen göras en aning högre än vad som behövs för att ge ökad vertikalitet och uppnå ökad elegans och spänst i uttrycket.

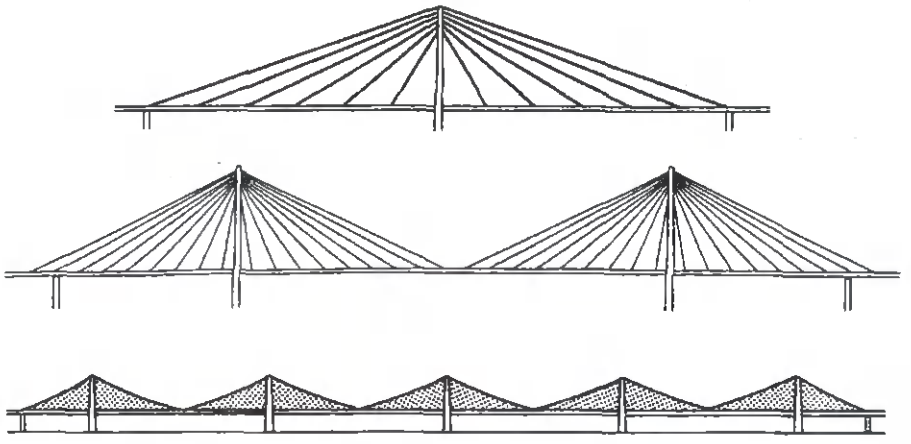
Färgen på en bro bör anpassas till brons form och till omgivningen. Färg kan användas för att framhäva vissa delar av bron eller för att dölja detaljer.

En bra ljussättning av en bro möjliggör att den kan bli en referenspunkt även i mörker. Traditionellt projekteras vägbelysning utan hänsyn till broar. En utvärdering av

vägbelysningen omfattar både ljuset och ljusets färg samt stolpens och armaturens utformning och placering i förhållande till andra delar. Det är viktigt med ett samspel mellan funktionell och dekorativ belysning.

Snedstagsbroarnas utseende kan varieras på många olika sätt och varje bro kan få sin egen karaktär. Stagens antal och utförande påverkar bärförmåga, ekonomi och byggnadsteknik. Ibland har man försökt vara originell och fått statiskt och estetiskt avvikande konstruktioner, men stora broar kräver alltid ett statiskt riktigt utförande och bra detaljer för att vara ekonomiska.

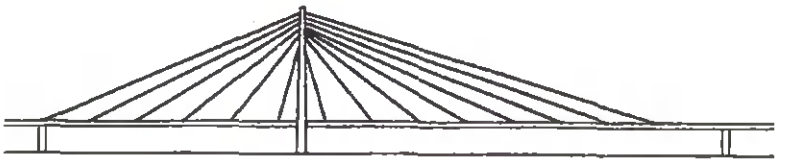
Det finns tre grundläggande typer av snedstagsbroar utifrån antalet spann. Två spann, dvs med bara en pylon (symmetriska eller osymmetriska), tre spann med två torn eller flera spann med flera torn.



Figur 5 Olika antal spann

Vid två osymmetriska spann bör det längre spannet vara 60-70 % av hela längden. Bakstagen är viktiga och bör utföras som ett bakstag förankrat till grunden. Deras lutning bestäms av landskap och geologi. En lutning på 45° är optimal.

Många gång- och cykelbroar har byggts som osymmetriska konstruktioner med bara en pylon. Det är också vanligt med en pylon, med symmetriskt anordnade stag. Överbyggnaden kan utföras på konventionellt sätt, och beräknas som en kontinuerlig balk upplagd på elastiska stöd.



Figur 6 Bro med två osymmetriska spann

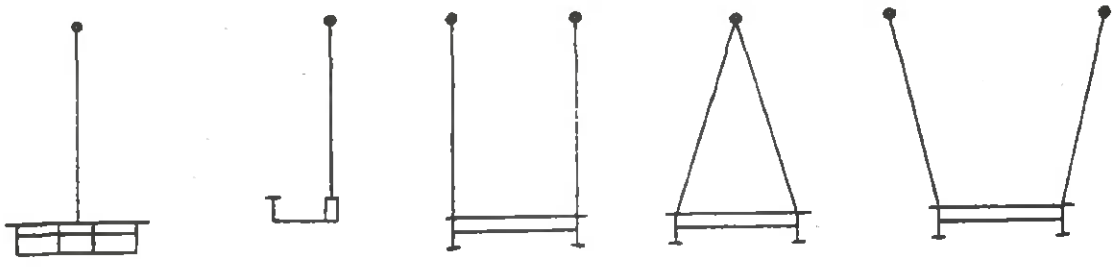
För en normal trespannsbro, med sidospann l_1 och huvudspann l, har förhållandet mellan huvud- och sidospann stor inverkan på spänningsvariationen i sidospannen och framförallt bakstagen. Vid kortare mittspann är bakstagen nästan slaka vid last i sidospannet. Bakstagen har största spänningsamplituden och därmed största risken för utmattning. Last i huvudspann ökar och last i sidospann minskar stagspänningen i bakstagen. Spänningsvariationen måste hållas under utmattningshållfastheten vid bakstagens infästning. Betongbroar tillåter längre sidospann l_1/l än stålbroar. För betongbroar bör l_1/l vara ca 0,42 för vägbroar och $l_1/l<0,34$ för järnvägsbroar enligt /6/. Enligt /10/ bör mittspannet för en bro med tre spann vara ca 55% av brolängden och de båda sidospannen ha samma längd.

Pylonhöjden påverkar materialmängden, eftersom höjden påverkar stagkrafter och tryckkraften i brobalkarna. En jämförelse med hängbroar, för en bro med tre spann med brolängden L, mittspann 0,55 % av brolängden L och pylonhöjden h, ger enligt /10/
h/L = ca 0,2 för snedstagsbroar vid minsta mängden stagmaterial
h/L = ca 0,125 för hängbroar.

Enligt /12/ bör förhållandet mellan pylonhöjd över brodäcket och mittspannets längd för en trespannsbro vara 0,6-0,2. För en osymmetrisk tvåspannsbro kan det längre spannet motsvara halva mittspannet för en trespannsbro, och för att minimera mängden stagmaterial bör man öka förhållandet mellan pylonhöjd och spännvidd till 0,3 för den radiella stagtypen och 0,4 för harptypen.

Broar i flera spann har ofta lika långa spann, med symmetriskt anordnade stag. Vid broar med flera spann kan det bli problem med den horisontella kraftupptagningen vid osymmetrisk trafiklast, och därvid måste pylonerna vara styva och stabiliserande.

3.1 Stagmönster



Figur 7 Stagutföranden i världen /10/

Snedstagsbroar har i det närmaste raka stag, vilket ger en styv förbindning mellan pylon och brodäck. Brodäckets deformation beror främst av stagens och pylonernas deformation.

I tvärled är det vanligast med stag på vardera sidan om brobanan, men ibland har man bara ett stagplan. Vid stag i ett plan kan stagen vara placerade i mitten av eller vid sidan av brobanan. Stag i två plan kan vara vertikala, lutande eller V-formade (ej vanligt).

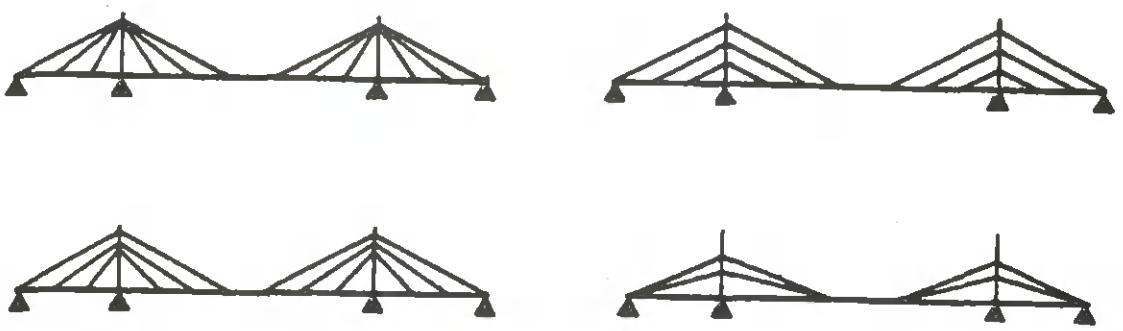
Att ha stagen i ett plan kan vara ekonomiskt samt estetiskt tilltalande, men det kräver ett vridstyvt brodäck. Pylonerna inkräktar på brobredden speciellt vid stora spännvidder. Stagens infästningar kan bli stora, och eventuellt krävs ett extra brett brodäck för att rymma staginfästningarna. Ett vridstyvt brodäck ökar kostnaden. Det kan ibland kompenseras av enkel tillverkning och estetiska fördelar. Man får också obehindrad utsikt åt ena hållet. Det vridstyva brodäcket blir mindre påverkat av moment samt av dynamisk och aerodynamisk instabilitet. Man får också mindre risk för utmattning av stagen på grund av att ett styvt brodäck sprider de koncentrerade lasterna bättre och spänningsvariationen i stagen minskar. Ett styvt brodäck är inte alltid fördelaktigt eftersom ett styvare däck tar större moment. Vid gångbroar är osymmetrisk placering möjlig, dvs stagen placeras vid sidan av brobanan.

Om man har stag på vardera sidan av brobanan är stagplanen oftast vertikala. Snedstagsbroar med vertikala pyloner är enklast och billigast att bygga. Stagen kan även luta svagt inåt mot en punkt, vanligen på en A-formad pylon. Snedstagsbroar med A-formade pyloner har hög styvhet och stabilitet. Ev. rotation av brodäcket förhindras, men pylonerna blir mer komplicerade att bygga. Det passar för stora spännvidder där aerodynamisk stabilitet är den viktigaste faktorn. Vid små- och medelstora broar kan stagens lutning ge problem med det fria utrymmet. Det kan lösas med utkragningar vid förankringar eller ökad bredd vid stagen.

Stag på vardera sidan av brobanan ger tvärböjmoment med maximum i mitten av brosektionen, samt maximal tvärkraft vid infästningen vid kanten. Vid mycket breda broar blir tvärmomentet stort och då kan ytterligare ett tredje stagplan i bromitt vara aktuellt. Detta reducerar tvärmomentet till en fjärdedel, men har ännu inte använts, av estetiska skäl.

I längsled kan stagen ordnas på olika sätt. För korta spännvidder kan det räcka med ett framstag och ett bakstag. Vid flera stag kan stagen ordnas i någon av fyra olika modeller:

- radiella (eller solfjäder) - alla stag möts i toppen av pylonen
- harpa - parallella stag på lika avstånd och stagen fästa längs tornet
- solfjäder (eller halvharpa) - är en blandning av den radiella och harpaformen
- stjärnsystem - infästning på olika höjd på pylonen men i samma punkt på brodäcket (ej vanligt), används endast av estetiska skäl.



Figur 8 Stagutförande i längsled /10/

En del konstruktörer föredrar radiella stag som ger mindre mängd stag eftersom stagen har maximal vinkel mot brodäcket och är optimerade för egentyngd och trafiklast. De ger minimal horisontalkraft till brodäcket och mindre längsböjning av pylonerna. Nackdelar kan vara att det är mindre estetiskt attraktivt eftersom stagen på håll ser ut att korsa varandra, och att man kan få problem i anslutningen till pylontoppen där alla stag möts i en punkt. Detta är inte praktiskt möjligt, utan en zon med stora spänningar bildas. Anslutningen blir ofta komplicerad, dyr och inte så elegant. Det negativa visuella intrycket av radiella stag kan minskas om man har ett stort antal tunna stag, som mer uppfattas som ett nätverk.

Harpamodellen ger mer stagmaterial och större tryckspänning i brodäcket och större böjmoment i pylonen. Den är inte konstruktivt lika effektiv som den radiella stagmodellen, men kan ha estetiska fördelar och eventuellt ge enklare infästning av stagen till pylonen. Vid två stagplan kan harpmodellen vara att föredra ur estetisk synpunkt eftersom stagen då inte korsar varandra när man ser bron på håll från en sned vinkel. Staginfästningen längs tornet ger också effektiv torndesign, eftersom koncentrerad last i torntoppen ger stora normal- och skjuvkrafter längs hela tornet, vilket ökar kostnaden, liksom den stora koncentrerade staginfästningen. Harputformningen är estetiskt tilltalande, men är inte den bästa ur statisk eller ekonomisk synvinkel.

Solfjädermodellen har de båda tidigare modellernas fördelar, men inte deras nackdelar. Den anses som en ideal lösning som används vid många moderna broar. Ofta utförs spannet närmast pylonen något längre än de övriga för enklare infästning och bättre estetik.

Ekonomin beror på antalet stag. Utvecklingen har gått från få till många stag. De första broarna som byggdes 1955-70 i Tyskland hade bara ett eller två stag på vardera sidan om pylonen. Senare övergick man till 2-6 stag per sida. Få stag medför stora krafter i stagen som då måste bestå av flera sammansatta kablar. Det medför stora komplicerade infästningar. Avståndet mellan stagen var ganska stora i de första snedstagsbroarna, ca 30-70 m, och de långa spännvidderna mellan stagen krävde höga brobalkar (3-4 m höjd) med stor böjmomentkapacitet. De höga brodäcken blev så småningom för dyra, eftersom det går åt mycket material och kräver dyr montering. Det ledde till en övergång till fler stag med avståndet 8-15 m. H. Homberg byggde 1964 en bro med endast 2,24 m avstånd mellan stagen. Idag används oftast många stag med litet avstånd. Det ger mindre böjning av brodäcket, och

de individuella stagen blir mindre, vilket ger lägre kostnad p.g.a. enklare infästningsdetaljer och enklare utbyte av stag. För broar med spännvidder på flera hundra meter är detta den enda möjliga lösningen. En lägre balk ger också mindre påverkan av dynamiska vindlaster på bron. Med flera stag blir bromontaget lättare, under monteringen kan brodäcket konsola ut och bäras av de ordinarie stagen. . Extra stag behövs inte vid uppförandet.

På ritningar kan tätt liggande stag se ut som en ogenomskinlig vägg, men i verkligheten upplevs de genomsynliga och ljusa, även med så små stagavstånd som tre meter.

3.2 Brodäck

För snedstagsbroar finns det tre konstruktionsprinciper:

- mycket styvt däck, med ett litet antal stag som verkar som elastiska upplag för brodäcket. Smala pyloner med små böjande moment. De tidigaste broarna utfördes enligt denna princip. Kostnaderna blir idag alltför höga.
- mycket styva pyloner som får stora moment av trafiklast. Däcket får små moment om man har tillräckligt antal stag. Det ger en slank däckkonstruktion där tvärmoment och infästningskrafter dimensionerar. Principen passar för broar med flera spann.
- stagen är det stabiliserande elementet. Bakstagen har här stor betydelse och ska alltid vara spända vid obelastad bro, och sidospannen ska därför vara mindre än halva mittspannet. Bakstagens förankringar ska ta vertikala och horisontella krafter. Man får slanka pyloner och brodäck.

Brodäcket blir i en snedstagsbro med många stag en i huvudsak tryckbelastad konstruktionsdel istället för en momentbelastad del. Erforderlig böjstyvhet i längsled beror av knäckning på grund av stora tryckkrafter från stagen och nedböjning av trafiklast. Nedböjningen av egentyngd är liten p.g.a. de korta avstånden mellan stagen.

Vid ståldäck, där ståldäcket kan kraga ut vid monteringen, är det ingen fördel att ha stagen alltför tätt. Avstånd mellan 15 och 25 m är lämpliga. Med betongdäck kan det vara fördelaktigt med avstånd på 5 till 10 meter. Avståndet beror i första hand på byggnadsmetoden, gjutformar mm. Vid däck av förtillverkade betongelement är det nödvändigt att spänna stagen vid monteringen för att få ihop sektionerna.

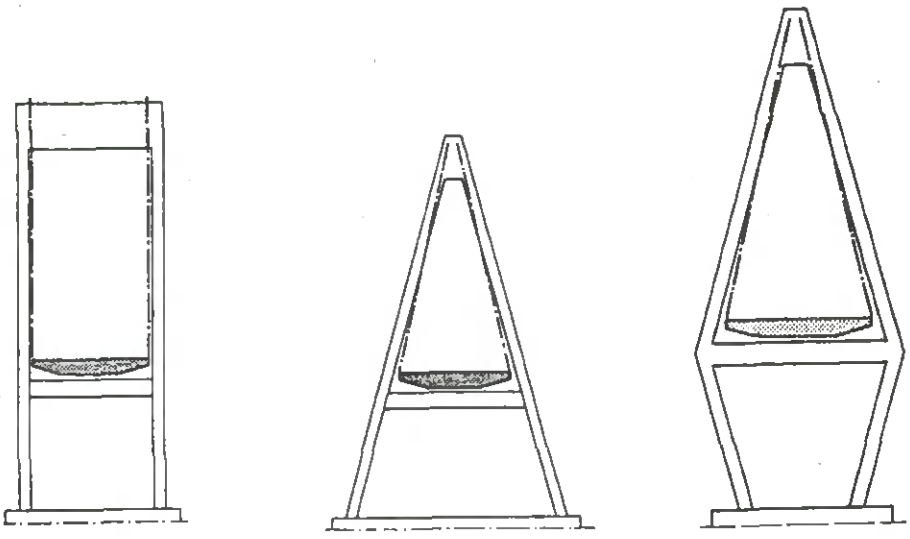
3.3 Torn

/6/ /11/ /12/

Det finns tre typer av torn till hängbroar:

- Styva torn, fast inspända nedtill och med kabeln på rullar eller glidlager i horisontell led över toppen. Tornet tar endast vertikal last. Denna typ användes i de tidigaste broarna och kan användas vid små broar.
- Ledat infästa torn, som är fria att luta sig i kabelns plan, i brons längdriktning. Kabeln sitter fast i tornets topp. Tornen är enkla stöd mellan kabel och tornfundament och ger inget motstånd mot kabelns rörelser i brons längsriktning. Har använts till ett fåtal medellånga broar.

- Torn fast inspända med kabeln fäst i toppen. De verkar som vertikala konsoler och ger ett visst, litet motstånd mot rörelse i brons längsriktning. Har använts under 1900-talet och används till långa broar. De är vanligast på senare tid. De får vertikal last från kabeln, och eventuellt från brobalken, horisontell vindlast direkt och indirekt via kabeln. Rörelse hos kabeln, orsakad av trafiklast och temperaturändring, ger en böjning av tornet, gör vertikallasten excentrisk. Styva torn ger mindre rörelser. Slanka torn ger mindre motstånd mot rörelse och mindre horisontalkraft, och verkar som ledat infästa. Kabeln blir som ett stöd för tornet. Utvecklingen går mot denna typ. Vid dimensioneringen bestäms vertikalkraften och dess excentricitet.



Figur 9 Torn till snedstagsbroar

Tornformen har stor estetisk betydelse. Snedstagsbroarnas torn kan vara raka, A-formade, rombiskt formade eller deltaformade. Form och proportioner kan studeras med hjälp av modeller. Nu byggs mest betongtorn, eftersom de är billigare än ståltorn. Betong är också lätt att forma. Även för stora spännvidden upp till 500m ger fristående torn gott intryck. Inga tvärbalkar behövs om stagen är vertikala. Högt belägna broar har tvärbalkar under brodäcket för att ta upp horisontella vindlaster. Vid stora spann och halv-solfjäder används ofta en smal tvärbalk i underkant av förankringszonen. Vid stark vind och långa spann används A-formade torn, de är optimala för utseendet och för vindstabiliteten. Lutande kablar kan kännas som ett skydd för trafikanter och ger ett spännande och trevligt intryck. Torn bör vara vertikala i brons längdriktning.

4 STATISK OCH AERODYNAMISK DIMENSIONERING

4.1 Statisk dimensionering

4.1.1 Hängbroar

Beräkningsteorier för kablar och hängbroar har utvecklats sedan 1800-talet, och relativt noggranna ekvationer som kunde lösas för hand eller med hjälp av utarbetade tabeller och diagram ställdes upp långt innan dagens datorprogram började användas för beräkning.

En böjlig kabel upphängd mellan två punkter är den enklast möjliga typen av hängbro. Man beräknar formen och spänningen för den hängande kabeln under egentyngd. Sedan kan man bestämma effekter av andra laster. Beräkning av fritt hängande kabel (kedja) beskrevs redan 1691 av J. Bernoulli med en geometrisk lösning.

Kabeln förändrar sin form efter pålastning. Detta beskrevs matematiskt av Rankine 1858. Han ställde upp en hängbroteori där moment och krafter beräknas för en bro med upphängt styvt brodäck. Teorin fungerade för den tidens relativt korta broar (ett hundratal meter) och för de små laster som var aktuella då.

Enligt en elastisk teori som utvecklades räknas med elastisk styvhet hos kabeln och hos förstyvningsbalken, enligt Hookes lag. En tung kabel med last fungerar icke-linjärt. För små deformationer, som är vanliga i hängbroar, är dock linjär beräkning tillräcklig. Temperaturvariationer inverkar dock på krafterna, dvs ökad temperatur ger minskad dragkraft i hängkablarna och ökat böjmoment i balken.

Senare utvecklades strain energy-teorin och nedböjningsteorin. Melan utvecklade differentialekvationer för bestämning av ökningen av kabelkraften av en ökad last på bron. Teorin utvecklades vidare på flera sätt, med linjärisering av ekvationerna och med Fourierserier till approximativa metoder för preliminär dimensionering.

4.1.2 Snedstagsbroar

Grundläggande ekvationer kan ställas upp för krafter i stagen. Ett ickelinjärt beteende uppträder hos stagade system som resultat av stagens nedhängning och tillhörande axiella dragkraft. För att komma förbi denna olinjäritet kan man använda sig av en ekvivalent E-modul, som inkluderar den vanliga E-modulen och ändring av nedböjning och dragkraft i stagen. Det lutande staget antas som en rak linje mellan upplagen, och det antas gälla även fast kabeln i verkligheten hänger ned från den raka linjen.

Ernst formulerade ekvationen för lina med låsta trådar och konstant spänning. Den har sedan verifierats av andra.

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(qL)^2 E}{12\sigma^3}}$$

där E_{eq}=ekvivalent E-modul

E= stagets E-modul
L=horisontell projicerad längd av staget
q=stagets egentyngd per längdenhet
σ=stagspänning

Leonhardt tog fram ett liknande uttryck för så kallade parallell-linor.

Metoden med ekvivalent E-modul är en iterationsmetod. Ett startvärde på E-modulen är materialets E-modul, och om stagspänningen ligger nära den tillåtna spänningen (0,45 gånger brotthållfastheten) är E-modulen nära materialets E-modul.

Enligt /12/ får den dimensionerande lasten för stagen vara en tredjedel av stagens brotthållfasthet. Vid risk för utmattning bör de högst vara 20%. Med HiAm-infästning minskar risken för utmattning och spänningen kan vara 45%. HiAm står för high amplitude, och det är ett specialutvecklat ändbeslag där linorna gjuts fast med epoxy blandad med zink och små stålkulor.

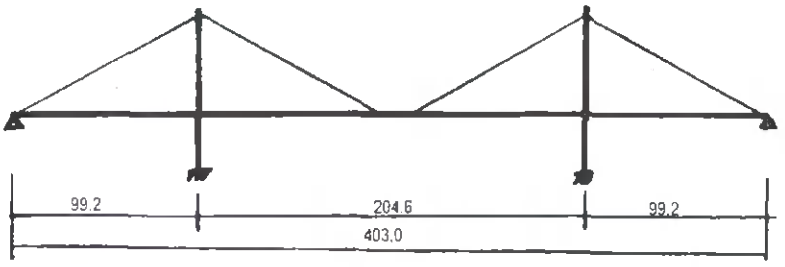
För en preliminär dimensionering av en bro med långt spann kan egentyngden antas vara 75% av totala belastningen. Beräkningen görs för en enkelspänd balk med upplag vid staginfästningarna, och ett momentdiagram tas fram för balken med antagen total last. Motsvarande tvärkraftdiagram ger krafterna i stagen och belastningen på pylonerna.

Med hjälp av datorprogram kan man beräkna spänningen i brons olika delar. För denna analys kan stöden vid staginfästningen antas fasta för egentyngden och elastiska för trafiklasten genom användande av en ekvivalent E-modul för stagen. Olinjäritet hos stagen till följd av varierande nedhängning beroende av stagkraft samt den kombinerade effekten av moment och axiella krafter i brodäck och pylon ska också kontrolleras för att bestämma spänningsfördelningen.

Stagens E-modul bestäms för varje typ av lina och bestäms av bruttoarea metall inklusive zinkbeläggning. Linan spänns till minst 10% av brotthållfastheten och som mest till 90% av försträckningslasten. En spiralslagen lina bestående av flera trådar töjs vid belastning eftersom tvärsnittet blir mer kompakt. För att undvika detta försträcks staget med en last som är max 55% av brotthållfastheten.

4.1.3 Parameterstudie för snedstagsbro

/13/
R. Walther et al har utfört parameterstudier för en snedstagsbro av betong där stagutformning, böjstyvhet hos brodäck och pylon och anslutning mellan pylon och brodäck har studerats. Den studerade bron har många stag (15 st) åt vardera hållet från två pyloner, och brons fria spännvidd i mittfack är ca 200 m. Pylonerna består vardera av två pelare som är 81 m höga och sträcker sig ca 51 m över brobanan. De har en tvärbalk vid toppen samt en under brobanan. Brodäcket har höjden 0,4 m och bredden 13 m.



Figur 10 Dimensioner för bron

Studien har gjorts med en elastisk rammodell som kan ta med geometrisk icke-linjäritet för tryckta delar (andra ordningens effekt). Bron har belastats med egentyngd och trafik som placerats i olika kombinationer i de olika facken.

Stagmodellens inverkan: Normalkrafterna i brodäck (och pylon) är större vid harpamodell än vid radiella stag (solfjäder). Harpa passar därför sämre för stora spännvidder, eftersom tvärsektionen måste vara så stark och styv. Materialmängden i stagen ökar också. Momenten i brodäcket är små på grund av små avstånd mellan stagen och av att stagen är förspända. Vid trafiklast och egentyngd fås största momenten vid upplag, pyloner och i mittspann. Vid dessa ställen har stagen ungefär samma lutning i alla stagmodeller, och därför framkom inga större skillnader på momenten för de olika modellerna. Pylonerna får största momentet vid brodäcket på grund av inspänningen. Nedböjningarna i sidospannen vid osymmetrisk trafiklast är mindre vid harpmodellen. I övrigt erhöll man inga större skillnader.

Inverkan av brodäckets tröghetsmoment: Brodäckets tröghetsmoment varierades mellan 0,07 och 10,5 m^4. Enligt första ordningens analys fås att momentet i brodäcket ökar med ökad styvhet, oberoende av stagutförande. Ett styvt brodäck får större moment men minskar inte nämnvärt krafterna i stag och pyloner. För dynamisk stabilitet kan det dock vara önskvärt med en styv balk. Momentet i pylonerna minskar något vid ökad styvhet hos brodäcket, men inte lika mycket som momentet i brodäcket ökar. Deformationen av brodäcket minskar något, men bara ca 30 %. Brodäckets deformation beror i första hand av stagens deformation.

Vid andra ordningens analys minskar förhållandet mellan andra ordningens moment och första ordningens moment med ökad däckstyvhet. Det beror på minskad deformation och ökat moment. Samma gäller för deformationen, där andra ordningens deformation är max 10 % av första ordningens deformation.

Inverkan av pylonernas tröghetsmoment: Pylonernas tröghetsmoment varierades från 12-300 m^4 (det senare värdet kan vara aktuellt för flerspannsbroar). Moment och deformationer i pyloner och brodäck minskar i de hårdast belastade zonerna upp till 150 m^4. Ytterligare ökad styvhet har liten effekt, för med ökad styvhet tar pylonerna större moment. Det är bättre att öka konstruktionens styvhet med stagen.

Inverkan av anslutningen mellan brodäck och pylon: Den utfördes antingen fast eller rörlig, dvs relativ rörelse var möjlig. Fast infästning till den ena pylonen kan ofta vara lämplig. Rörlig anslutning däck-pylon ger en vekare konstruktion, med tre gånger större vertikal deformation. Den ger också ökade moment, speciellt vid harpa och solfjäder (halvharpa). Radiella stag (solfjäder) fungerar bättre vid rörlig anslutning.

4.2 Vibrationer

4.2.1 Lokala och globala svängningar hos systemet

/4/ /6/ /10/ /12/ /13/

Svängningar är oscillerande rörelser med perioden T, och frekvensen f=1/T. Alla konstruktioner har egenfrekvenser, vilket innebär att en yttre dynamisk kraft med frekvensen lika med konstruktionens egenfrekvens kan medföra resonans. Vid resonans svänger konstruktionen kraftigt och det kan leda till brott.

Hur en elastisk kropp svänger beror av dess styvhet EI och dess massa m. Med ökad styvhet blir svängningens amplitud mindre och frekvensen högre, medan ökad massa har motsatt effekt. Svängningar kan vara fria eller påtvingade.

Fria svängningar uppkommer t.ex. om en yttre kraft som verkar på konstruktionen avlägsnas. Då kommer konstruktionen att svänga till följd av den initiella utböjningen. Fri svängning påverkas endast av krafter som beror av massan och svängningens frekvens blir någon av konstruktionens egenfrekvenser. Svängningarna minskar med tiden beroende på dämpningen.

Påtvingade svängningar beror av en yttre varierande kraft, t. ex. vind som ger en svängning med kraftens frekvens. Om kraftens frekvens och kroppens egenfrekvens är lika så får man resonans. Kraftens storlek är oberoende av konstruktionens rörelse. Självexciterade vibrationer orsakas av krafter som uppkommer till följd av konstruktionens deformation, så att rörelsen ger tilläggskrafter till den exciterande kraften.

Svängningar hos broar upphängda i kablar kan delas in i två typer, dels lokala svängningar där ett fåtal kablar svänger och dels globala svängningar där hela systemet svänger.

Lokala svängningar avser svängning av vissa stag. Mest utsatta är långa, slanka stag som påverkas av virvelavlösning. Stora svängingsamplituder fås om vindhastigheten ger svängningar vid egenfrekvensen.

Snedstag och hängare har mycket liten dämpning, δ är ca 0,005. De är lätta och böjliga och därför känsliga för svängningar och vindens påverkan. Egenfrekvensen kan beräknas för en enskild kabel. För en spänd kabel med konstant dragspänning ger egensvängningarna ett antal noder med samma avstånd längs kabeln. Huvudorsaken till kablars svängning ansågs länge var virvelavlösning runt kabeln. Genom att jämföra virvelavlösningens frekvens med kabelns frekvens kan man avgöra om kabeln kommer att utsättas för svängning.

Ibland har svängningar påvisats även för andra vindhastigheter. Under 1980-talet uppmärksammades dessa framförallt för kablar klädda med plaströr och för frekvenser 1-3 Hz och observerades när det regnade. Dessa regn-vind-inducerade svängningar studerades noggrant, både analytiskt och experimentellt. De beror på en övre ström av vatten och ett axiellt flöde i dess kölvatten. Den övre strömmen rör sig längs kabeln och runt dess omkrets, det andra flödet verkar som en delningsskiva. Svängningarna uppträder tvärs vindriktningen och amplituderna kan bli stora, upp till 14 gånger kabeldiametern. De kan påverka trafikanterna och ge utmattningsbrott. Svängningarna kan åtgärdas med sekundära linor mellan kablarna som om de görs tunna nästan inte syns. För att förhindra regn-vind-inducerade svängningar har man också använt olika sätt att förändra kabelns yta och därmed störa vattenflödet längs kabeln, t. ex. med längsgående ribbor på utsidan av plaströret. För Higashi-Kobe-bron (485 m) i Japan har tolv flänsar placerats längs varje stag för att förhindra denna effekt. I Tempozan-bron i Japan används dämpare mellan kantbalken och staget för att minska vibrationerna vid låga frekvenser.

Svängningar med stora amplituder uppkommer om vindhastigheten ger pulserande krafter med frekvenser som sammanfaller med en kabels egenfrekvens. Lokala svängningar kan också uppstå på grund av trafiken, speciellt långa tåg med lika axellaster. Till snedstagsbroar kan man använda viskösa dämpare som förhindrar stora amplituder, t. ex. som stötdämpare till en bil. De sekundära linorna kan också inkludera dämpare.

Stagvibrationer med stora amplituder fås speciellt under byggnadsskedet för långa broar /6/. Olämpliga egenfrekvenser för stag och system kan bidra. Stagvibrationer uppkommer om stagens egenfrekvenser är lägre än systemets egenfrekvens, speciellt bakstagen kan vara känsliga. Mest kritiska egenfrekvenser Nsystem/Nstag=2, instabilitet för långa stag, ger stora amplituder. Vanligare, mindre farliga Nsystem/Nstag =1 ger koppling mellan egenfrekvenser, och en stabil svängning med lägre amplitud. Enkel dämpning (med neopren) nära stagförankring kan minska risken för stagsvängning.

Globala svängningar avser svängning av hela konstruktionen, och uppträder vid flerstagsbroar. För att erhålla aerodynamisk stabilitet är det viktigt att separera frekvenserna för böjning och vridning. Den viktigaste stabiliserande faktorn är systemets dämpning på grund av stagens olika egenfrekvenser.

Globala svängningar som innefattar hela kabelsystemet samt brodäck och pyloner kan förekomma hos alla typer av upphängda konstruktioner. Svängningarna uppkommer huvudsakligen på grund av krafter som verkar på brodäcket från trafik, vind eller jordbävningar. Dessa beräknas idag med hjälp av datorprogram.

4.2.2 Dimensionering för vindeffekter

/10/ /12/

Vindkrafter är viktiga för både långa och korta snedstagsbroar. Man lärde sig tidigt att hängbroar är känsliga för vindlaster, framförallt genom flera stora olyckor med hängbroar under 1800-talet. De tidigaste hängbroarna var ofta utsatta för virvelavlösningar som

medförde utmattning av upphängningssystemet och följden blev att många broar kollapsade. Detta motverkade utvecklingen av upphängda konstruktioner.

Den mest kända olyckan är när Tacoma Bridge i USA totalförstördes den 7 november 1940 under vindpåverkan. Utvecklingen sedan dess har inneburit en teknisk utveckling som möjliggjort allt längre broar, men broar som är allt slankare och lättare och har allt mindre dämpning. Minskad egenvikt medför större vindeffekter, ökad slankhet ger lägre egenfrekvenser och det effektiva materialutnyttjandet ger färre delar och mindre material som genom friktion kan ta upp energi och minska svängningarna. Därför har även en del moderna broar fått problem med svängningar och fått förstärkas i efterhand./10/

Dynamiska krafter på broar kan ge upphov till tre typer av svängningsproblem; aerodynamisk instabilitet, störande vibrationer av vind och trafik samt olycksrisk vid jordbävningar. /13/
Mekanismerna för luftströmmar som medför instabilitet är mycket komplexa och kan endast förklaras generellt för enkla broformer. Vindtunneltest erfordras därför. Ett första steg att se hur känslig bron är för vindpåverkan är dock att bestämma dess egenfrekvenser, moder och dämpning. De vindlaster som uppkommer när vinden blåser snett mot bron ger tre resulterande effekter på brodäcket, en vertikal lyftkraft, en horisontell sidokraft och ett vridande moment. De bestäms av vindens hastighetstryck, brodäckets form och vindens vinkel mot brodäcket.

Vindens turbulens ger vindstötar med varierande hastighet och riktning som också påverkar broar. Vindstötarna har naturliga slumpmässiga variationer av frekvenserna. På grund av vindens turbulens kan det vara svårt att bestämma effekter även av virvelavlösning och kopplad vrid- och böjsvängning, vilken kan ha betydelse för långa spann. /10/ Vindens turbulens beskrivs med intensitet, frekvens och koherens. Vindhistoria i tid och rum kan med dagens datorer simuleras, och ersätta vindtunneltester där t. ex. Reynolds tal är svårt att få korrekt.

Virvelavlösning ger rörelser med små amplituder, men bör beaktas för utmattning. Virvelavlösning uppkommer när vinden blåser runt ett föremål och det uppstår virvlar som medför att föremålet påverkas av växlande krafter vinkelrätt mot vindens riktning. Om virvelavlösningens frekvens motsvarar egenfrekvensen, kan stora amplituder uppkomma. Amplitudens storlek beror på konstruktionens dämpning och brodäckets geometri. Ett slankt och strömlinjeformat brodäck minskar risken. Svängningarna inträffar mellan vissa vindhastigheter. I verkligheten kan dock flera vindhastigheter påverka. Vindtunneltest krävs för bestämning av påverkan, den går inte att beräkna. /10/

Virvelavlösningens frekvens för jämn vind mot en cylinder i vila kan beräknas som f=Sv/d, där d är sektionens diameter, v är vindhastighet och S är Strouhals tal = 0,2 för rund tvärsektion. Virvelavlösningens påverkan kan minskas med låg däcksektion, öppningar i kantbalkar och vingar vid brodäckets kanter. /12/

Kopplad vrid- och böjsvängning (flutter) kan bildas genom virvelavlösning, om brodäcket har fel form. En självinducerad svängning kan uppstå på grund av konstruktionens egen rörelse

och en ändring i vindkraften. Om svängningen går åt samma håll som konstruktionens rörelse kan farliga amplituder byggas upp. Det är bara vissa tvärsnittsutformningar som påverkas av detta fenomen. Alla konstruktioner utvecklar dock en kopplad vrid- och böjrörelse vid frekvenser mellan egenfrekvenser för böjning och vridning. Den kopplade rörelsen uppstår vid en kritisk vindhastighet. Massan och förhållandet mellan böj- och vridegenfrekvenserna bestämmer vilken vindhastighet som ger kopplad vrid- och böjsvängning. Det finns inga analytiska metoder, bara vindtunneltest att tillgå för bestämning av vindlast som ger kopplad vrid- och böjsvängning. /10/

Den kritiska vindhastigheten, v_{krit}, som kan ge upphov till brott är den som ger kraftig, kopplad vrid- och böjsvängning. Hastigheter under den kritiska vindhastigheten ger inte skador. Den kritiska hastigheten kan beräknas från den vindhastighet som bron är statiskt dimensionerad för. Den är $v_{krit} = \sqrt{(v_{stat})^2 \left(\frac{\sigma_{brott} - \sigma_{eg.tyngd}}{\sigma_{vind} - \sigma_{eg.tyngd}} \right)}$, där v_{stat} är den vindhastighet som ger upphov till σ_{vind} (spänning i konstruktionen av egentyngd och vind). Vindstötars maximala vindhastighet v_{max} får inte överstiga v_{krit}. v_{max} kan beräknas utifrån medelvindhastigheten. /10/

För att kopplade vrid- och böjsvängningar av brodäcket inte ska uppstå har studier visat att vrid- och böjmoderna ska vara ordentligt skilda åt, ett förhållande 2,5 anses lämpligt. Detta gäller små broar eller överslagsmässigt för stora broar. Stora broar måste sedan kontrolleras med vindtunneltest.

En separering av böj- och vridmoderna har stor inverkan på den kritiska hastigheten. Dämpningen har däremot liten effekt på kopplad vrid- och böjsvängningspåverkan. /12/

En snedstagsbros svängningar kan kontrolleras genom ett aerodynamiskt utformat brodäck, val av styvhet och dämpning.

Ett aerodynamiskt utformat brodäck ska ge liten lyftkraft och liten sidokraft genom en liten vindprojicerad yta. Viktigast är att undvika farliga svängningar, och att inte försöka motverka dem genom för stor styvhet. Alla aerodynamiska tester visar att en skarp kant på brodäcket med en lagom lutning på ovansidan ger minimala vindkrafter och optimal stabilitet. Vanligtvis är undersidan slät, en sluten lådbalk används till de flesta av dagens hängbroar. Vid stora broar blir lådkonstruktionen dyr, och därför har man ibland frångått den i broar belägna på låg nivå i områden med svag vind. Då har man istället utformat brodäckets kant med triangulära vingar på utsidan. /12/

Fördelar med snedstagsbroar jämfört med hängbroar:
- vid snedstagsbroar med många stag har första och andra ordningens svängningar svårigheter att uppstå, eftersom de många stagfrekvenserna interfererar
- större systemdämpning, vilket motverkar att kopplad vrid- och böjsvängning bildas
- den osymmetriska vridsvängningen som orsakade Tacoma-katastrofen, uppträder inte vid snedstagsbroar eftersom stagen själva gör motstånd mot en sådan vridning. Snedstagsbroarna behöver därför inte ha lika vridstyva brodäck som hängbroarna. /12/

Vid en hängbro får man egensvängningar med symmetriska och osymmetriska moder. Vid den första symmetriska moden rör sig tornen mot varandra och mittspannet böjer upp och ned. Vid den första osymmetriska moden rör sig tornen åt samma håll vilket ger en osymmetrisk deformation av brodäcket (ena halvan rör sig nedåt och andra halvan uppåt). Den osymmetriska moden är farligast för kopplad vrid- och böjsvängnings-påverkan (Tacoma Bridge). Därvid rör sig de två kablarna åt olika håll i mittspannet. Brodäcket måste därför ha stor vrid- och böjstyvhet. Om kablarna är fästa till balken vid mittspann får man en minskad rörelse.

För att öka däckets stabilitet kan man antingen öka däckets böj- och vridstyvhet för att motstå vindeffekter, eller utforma däcket strömlinjeformat för att minska vindens effekter på bron. Vindtunneltest krävs för större konstruktioner. /10/

De rörelser som orsakas av vindens inverkan bestäms av två kriterier. Rörelser som kan påverka bron till brott måste undvikas. Rörelser som påverkar människor bör enligt Buckland och Wardlaw begränsas till 0,2 m/s^2 för vindhastigheter upp till 13,5 m/s och till 0,5 m/s^2 för vindhastigheter mellan 13,5 och 31,5 m/s. /10/

4.2.3 Hängbroar

Tre typer av svängningsrörelse förekommer.

- Ren böjsvängning av bron, med varje tvärsnitt av bron i rörelse upp eller ner i vertikalplanet, varje punkt i tvärsnittet har samma amplitud.
- Ren vridning av bron, varje tvärsnitt vrids runt en axel i bromitt
- Kopplad böjning och vridning

Böjsvängningar ger små amplituder. De förekom ofta vid broar byggda på 1800-talet. Vridsvängning är inte lika vanlig som böjsvängning men kan få stora amplituder. Kopplad böj-vridsvängning är ovanlig, men kan vara farlig.

Svängningar under dynamisk last och vindlast har undersökts noga för hängbroar. Idag utförs analyser av svängningsrörelser för bestämning av egenfrekvenser och modformer med hjälp av datorprogram. Innan datorernas tid lades mycket tid ned på att ta fram enkla handberäkningsformler. Svängningar för en tung kabel i vertikal led beskrevs av Rohr 1851. Han undersökte symmetriska moder för en kabel som var nästan horisontell och egenfrekvensen för de två första moderna beskrevs. Vertikala svängningar undersöktes mer generellt av Routh 1900.

En kabel i vertikal svängning får egenfrekvensen

$$f_n = \frac{i}{2\sqrt{2}} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}\left(1 - \frac{2d^2}{3l^2}\right)}$$

där l=kabelns längd, d=kabelnedhängning, g=gravitationen, i=1, 1,5, 2 osv.

Hela bron i svängning får lägsta egenfrekvensen

$$f_{nl} = \frac{1}{2\sqrt{2}} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}\left(1 - 3\frac{d^2}{l^2}\right)} \cdot \sqrt{1 + 32\pi^2 R}$$

där R=EId/wL^4, E=elasticitetsmodulen, I=tröghetsmomentet, w=brons egentyngd per meter, L= brons spännvidd.

Om brodäcket har liten vridstyvhet blir vridmoderna ungefär lika som böjmoderna, men ena sidan av brodäcket far upp och den andra ned. Brodäckets tröghetsradie kommer in i analysen. Om w_D är den del av brodäckets egentyngd per meter som belastar en kabel, och w_c är kabelns egentyngd per meter så är totala tyngden vid vertikal rörelse $w_D + w_c$ och vid vridning

$w=(4r_D^2/b^2)\, w_D + w_c$

där r_D är brodäckets tröghetsradie och b är avståndet mellan kablarna. Egenfrekvensen för vridning (f_{nT}) blir då

$$\frac{f_{nT}}{f_n} = \sqrt{\frac{w_D + w_c}{w}}$$

där f_n=egenfrekvensen för böjsvängning.
Dessa formler förutsätter att brodäcket har liten vridstyvhet.

Tröghetsradien är ofta av storleksordningen b/3, så om w_D är dubbelt så stor som w_c blir f_{nT} ca 25% större än f_n. Vid stor vridstyvhet, t. ex med vindavstyvning i två plan eller vid en vridstyv lådbalk inverkar vridstyvheten på ett annat sätt på egenfrekvensen, och man får mer komplicerade ekvationer.

Vid statisk sidovind belastas en hängkabel vertikalt av egentyngd, brobanans egentyngd och trafiklast samt horisontellt av en jämnt utbredd vindlast. Kabeln svänger ut åt sidan. Brodäcket tar vindlast som en balk med horisontell böjning och med stöd vid upplagen. Brobanans utböjning vid bromitt blir större än kabelns och brobanan lyfts på grund av infästningen till kabeln ovanför. Det ger mindre utböjning än om hela vindlasten tagits av brobalken.

Svängning vid sidovind orsakade den klassiska olyckan med hängbron Tacoma Bridge 1940. Bron var 850 m lång och vindhastigheten bara 18 m/s.

Balken vid brobanans kant, förstyvningsbalken, har betydelse för svängningarna, eftersom den är ett hinder för vinden. Det bildas virvlar som lämnar över- och underkanten av balken alternerande och det ger en pulserande kraft på broplattan. Frekvensen är ungefär f=0,2v/h, där v är vindhastighet och h är balkhöjd. Resonansrisk finns mellan f och egenfrekvensen f_n. Kritiska vindhastigheten är $v_c=5f_nh$ med frekvensen f.

Böjsvängningar är ofta inte farliga eftersom de dämpas, men de kan vara obehagliga för trafikanter. De är en funktion av h/b där h=balkhöjd och b=däckbredd. Om h/b är stort kan det få katastrofala följder. Med höga, hela stålbalkar vid kanten är risken stor, men om de ersätts av fackverk eller balkar med öppna liv minskar riskerna, böjsvängningarna reduceras.

Räcken på bron ska helst vara fackverksliknande och öppna. Två vindlastområden ger böjsvängningar; $0{,}25f_nb<v<0{,}45f_nb$ och $3{,}0f_nb<v<4{,}0f_nb$.

Vridsvängningar har studeras i vindtunneltester. Dämpningen är viktig. Höga värden är speciellt värdefulla för reduktion av enkel böj- eller vridsvängning. Dekrementet för studerade broar med ståldäck är 0,02-0,2. Trädäck i de tidigaste lätta hängbroarna hade dekrement över 0,10. Dämpningen kan ökas genom lutande i stället för vertikala hängare.

Kopplad svängning (flutter), känd från flygtekniken kan uppkomma. Frekvensen för kopplad svängning ligger mellan egenfrekvensen för ren böjning och vridning.

$f_F = 3{,}9 \cdot f_{nT} \cdot b \cdot \sqrt{1-\left(\frac{f_n}{f_{nT}}\right)^2 \cdot \frac{v^{\frac{1}{2}}}{\mu}}$ där f_{nT} är vrid-egenfrekvens, f_n är böj-egenfrekvens, v och μ är massparametrar. Om f_F ska vara så hög som möjligt så ska b och f_{nT} vara stora. Termen f_n / f_{nT} visar att egenfrekvenserna för böjning och vridning ska vara skilda åt. Massparametern $\mu=\pi\rho b^2/4w$ där w är totala vikten, indikerar att brons vikt har en positiv inverkan på frekvensen.

För en hängbros huvudkabel kan en modell med horisontella fjädrar vid upplagen på pylontoppen användas, eftersom pylontoppen alltid kan få en viss horisontell förskjutning. Svängningens moder beror då på fjäderns styvhet, och korta sidospann ger större och långa lägre fjäderstyvhet. Vid korta sidospann får man därför den lägsta egenfrekvensen för första osymmetriska moden med största rörelsen mellan pylonerna som nästan verkar som fasta stöd. För långa sidospann får man lägsta egenfrekvensen för första symmetriska moden med alla tre spannen svängande med en halvvåg och med en längsgående rörelse hos mellanstöden som är pylontopparna. Den lägsta egenfrekvensen ökar med ca 20% vid en övergång från långa till korta sidospann. För kabel med korta sidospann ökar den lägsta egenfrekvensen om kabeln vid bromitt låses i brons längsriktning. Det förhindrar bildandet av den första osymmetriska moden och den lägsta egenfrekvensen ökar med ca 40 %. /4/

4.2.4 Snedstagsbroar

/6/ /10/ /12/ /13/

Dynamiskt uppförande och aerodynamisk stabilitet är viktig. Snedstagsbroar är styvare och mindre vibrations-känsliga än hängbroar. Ett fåtal broar har haft större svängningar och inga katastrofer liknande Tacoma-kollapsen har inträffat. Vindeffekter för långa broar kan man dock inte bortse ifrån, även om man kan få dem under kontroll. Dynamisk påverkan indelas i aerodynamisk känslighet för brodäcket, vindstötseffekter och stagvibrationer.

Vindtunneltester (tvådimensionella) används ofta för att bestämma aerodynamisk känslighet för brodäcket. Testerna resulterar i kunskaper om huvudorsakerna till svängningar och förväntad kritisk vindhastighet. Modelltester kan indikera vibrationer på grund av virvelavlösning. Det är en strömningsinstabilitet, en rytmisk serie virvlar bildas på läsidan. Deras geometri styrs av Strouhals tal. Virvelavlösning kan ge resonansexcitation vid viss vindhastighet och ger böj- och vridsvängningar med begränsad amplitud. Modelltester

används framförallt för att hitta kritisk vindhastighet för aerodynamisk instabilitet. Kritisk vindhastighet för bron måste vara tillräckligt hög.

Aerodynmisk instabilitet kan bero på en initiell sidorörelse som ger ett ändrat flöde runt kanterna vilket ger tilläggskrafter som ökar egenrörelsen exponentiellt. Aerodynamisk instabilitet kan också bero på olämpliga egenfrekvenser för konstruktionen, där böj- och vridegenfrekvenserna är antingen för låga eller för nära varandra, eller både och. Detta ger "klassisk kopplad vrid- och böjsvängning", en rörelse där böj- och vridmoder hjälps åt vilket ger aerodynamiska tilläggskrafter. Dessa två huvudkomponenter för aerodynamisk känslighet- olämplig form och egenfrekvensernas sammansättning samverkar också.

Snedstagsbroar har 1.5-2 gånger högre egenfrekvenser än hängbroar med motsvarande spännvidder. En stabiliserande effekt kan också fås av ett bra utförande av infästning av stag i en punkt, vilket ökar vrid-egenfrekvensen. Detta fås med A-formad pylon. Detta utförande skiljer böj- och vridmoderna åt, vilket minskar risken för hopkoppling. Stagsystemets höga styvhet möjliggör att brodäcket kan ha den statiskt erforderliga styvheten. Betongbro upphängd med två kabelplan längs kanterna har inte aerodynamisk instabilitet om följande geometriska förhållanden gäller (B=däckbredd, H=däckhöjd, L=huvudspannets längd) antingen B>10 eller vindnos eller B>L/30. Stålbroar med lätt brodäck och spännvidder över 400 m är känsliga för vindsvängningar och bör lämpligen hängas upp i A-formade pyloner och ska ha B>L/25 eller vindnos. Broar med ett stagplan i bromitt har mindre vridstyvhet och kan av vinden få katastrofal reduktion av vridstyvheten av aerostatisk vridning.

För att bedöma broars dynamiska egenskaper måste man känna till deras egenfrekvenser och svängningsmoder. De kan bestämmas förenklat genom att massan koncentreras till ett antal punkter och dämpningen som oftast är liten inte medräknas. Två enkla metoder är klassisk beräkning baserad på differentialekvationer, samt Rayleighs metod baserad på energi. /13/

Med energimetoden, där man utgår ifrån att summan av rörelse- och lägesenergi är konstant, kan man beskriva svängningens funktion för kablar och kabelsystem och bestämma egenfrekvensen för den vertikala böjsvängningen. Vridsvängningarna beror av böjsvängningarna och brodäckets tvärsektion. Även upplagsförhållanden och pylonernas egenskaper påverkar svängningarna. /12/

Utifrån Rayleighs metod baserad på energi kan man med egentyngden som massa beräkna egenfrekvensen för böjning som

$\omega^2 = \frac{g}{y_{max}}$ och $f_n = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{g}{y_{max}}\right)^{\frac{1}{2}}$, där g är gravitationen och y_{max} är den maximala statiska deformationen under egentyngd i svängningsmodens riktning. För snedstagsbroar ger detta vid jämförelse med mätningar ett fel på ca 10 %. Ett bättre värde ger uttrycket

$$f_n = \frac{1,1}{2\pi}\left(\frac{g}{y_{max}}\right)^{\frac{1}{2}}.$$

Egenfrekvensen för vridning för en bro med vekt däck är samma som för egenfrekvensen för böjning multiplicerad med en geometrisk konstant

$f_T = \frac{b}{2r} f_n$, där r är brodäckets tröghetsradie och b är avståndet i tvärled mellan stagen.

För broar med styvt brodäck kan egenfrekvensen för vridning beräknas enligt uttrycket

$$f_T = \frac{1}{2L}\left(\frac{GJ_t}{J_p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

där J_P är brodäckets polära tröghetsmoment per längdenhet, GJ_t är vridstyvheten och L är huvudspannets längd. /13/

Egenfrekvensen för lokal svängning av en kabel är $n_i = i \cdot \sqrt{\frac{g_a T}{g_{cb} l^2}}$, där g_a är gravitationen, g_{cb} är kabelns vikt per längdenhet, T är dragkraft i kabeln, l är kabellängd och i=1,2,3… är antalet halva vågor i svängningen. Detta gäller för en spänd kabel som är vertikal. För horisontella eller lutande kablar får kabeln på grund av tyngdkraften alltid en viss nedhängning. En sådan kabel får två typer av svängningar, en i nedhängningsplanet och en tvärs detta plan. Egenfrekvensen för svängningen tvärs nedhängningsplanet för en horisontell kabel är $n_i = i \cdot \sqrt{\frac{g_a H}{g_{cb} l^2}}$, där H är horisontalkraft i kabeln, i = 1,2,3… /4/

4.3 Dämpning

/5/ /10/ /12/ /13/ /15/ /16/

Dämpning kan ha stor betydelse för upphängda broar. Höga värden är speciellt värdefulla för reduktion av enkel böj- eller vridsvängning. Dämpning förekommer i alla konstruktioner, men bestämning av dämpningens storlek är svår att göra. Experiment och fullskaletest kan ge någorlunda säkra värden. Ett sätt att bestämma dämpningen för en konstruktion är att utföra ett test med fri svängning och studera vad som händer. Oftast får man vid dimensionering använda sig av kvalificerade gissningar. /5/ Generellt gäller att bultförband ger bättre dämpning än svetsar, samt att brodäck av syllar och balkar ger högre dämpning än en ortotrop platta. /10/ Dämpning kan också åstadkommas med hydrauliska dämpare /12/

Dämpningen beror på mikroskopisk nivå på inre friktion i materialets molekyler. På makroskopisk nivå beror den på friktion mellan olika delar eller mot upplag, på energiförluster till omgivande luft och genom fundament till omgivningen, t.ex. till jord eller vatten. Energi övergår i värme och svängningens amplitud minskar.

Dämpningen kan öka eller minska med amplituden eller vara konstant. För lätta hängbroar har den visat sig öka till en viss amplitud för att sedan minska. /12/

Man brukar skilja mellan viskös och friktionsdämpning (Coulomb). Vid friktionsdämpning avtar amplituden linjärt, men vid viskös dämpning avtar amplituden exponentiellt.

Vid friktionsdämpning är friktionskraften (Coulombs friktion) konstant och inte beroende av amplitud eller frekvens, men friktionsdämpningens logaritmiska dekrement minskar när amplituden ökar. /12/

Atmosfärisk dämpning beror på luftens rörelse relativt konstruktionen. I stillastående luft beror dämpningens storlek på konstruktionens rörelse, den är oberoende av frekvensen men beroende av amplituden. I strömmande luft beror dämpningen både av luftens och konstruktionens rörelse. /12/

Hysteresisdämpning beror på energiabsorption på grund av imperfektioner i det elastiska beteendet hos belastade element. Dämpningen är enligt tester svagt ökande med amplitud och påkänning. /12/

Enligt /15/ beskrivs grundekvationerna för fri odämpad svängning på följande sätt:
$m\frac{dv}{dt} = m\frac{d^2s}{dt^2} = -ks$ där $-ks$ är en mot vägen s proportionell kraft, k är en konstant och v är hastigheten.

Ekvationen har lösningen $s = A\sin\omega t + B\cos\omega t$ med vinkelhastigheten $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$, där k=fjäderkonstanten och amplituden är $\sqrt{A^2 + B^2}$. Perioden är $T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$ och frekvensen $f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}}$ = antalet svängningar per sekund.

Vid fri dämpad svängning kan motsvarande rörelseekvation skrivas $m\frac{d^2s}{dt^2} = -ks - 2c\frac{ds}{dt}$, när rörelsen dämpas av en mot hastigheten proportionell kraft = $-2c\frac{ds}{dt}$, där c är en dämpningskoefficient.

Om $\frac{k}{m} > \frac{c^2}{m^2}$ blir lösningen $s = e^{-\frac{c}{m}t}(A\sin\omega_1 t + B\cos\omega_1 t)$ där vinkelhastigheten $\omega_1 = \sqrt{\frac{k}{m} - \frac{c^2}{m^2}}$, amplituden är $e^{-\frac{c}{m}t}\sqrt{A^2 + B^2}$ och perioden är $T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1}$.

Förhållandet mellan två successiva amplituder kallas dämpningskvot och är $e^{-\frac{c}{m}T_1}$
Absolutvärdet av naturliga logaritmen för dämpningskvoten kallas logaritmiska dekrementet och är $\frac{c}{m}\cdot\frac{2\pi}{\omega_1}$.

Dämpkvot (eller dämpningsförhållande) kan skrivas $\zeta = c/2m\omega = c/c_c$, där c är viskös dämpningskoefficient, m är massa, ω är egenvinkelfrekvens när dämpning saknas och c_c är kritisk dämpning. Vid den kritiska dämpningen övergår systemet från icke-svängande till svängande. Om $\zeta>1$ kallas systemet överdämpat, om $\zeta=1$ kritiskt dämpat och om $\zeta<1$ underdämpat. Här är det underdämpade området av intresse.

Uttrycket för det logaritmiska dekrementet δ kan skrivas $\delta = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}$, och för små värden på dämpkvoten ($\zeta<0,1$) kan det logaritmiska dekrementet approximeras med $\delta \approx 2\pi\zeta$. /27/

För viskös dämpning är logaritmiska dekrementet konstant för alla amplituder för en viss svängning. Vid tester på broar (inte broar med trädäck) fick man δ= 0,04-0,19. /12/

Dämpkvoten brukar antas konstant, men experiment har visat att dämpkvoten beror av amplituden. För de flesta konstruktioner är dämpningen mellan 0,01-0,1, och oftast mellan 0,02-0,05. Några värden på dämpning som anges är:
- svetsat stål, förspänd betong, väl utformad armerad betong: ζ=0,02-0,03
- uppsprucken, armerad betong: ζ=0,03-0,05
- skruvat eller nitat stål, träkonstruktioner som är spikade eller skruvade ζ=0,05-0,07 /5/

Det logaritmiska dekrementet δ för studerade broar med ståldäck byggda före ca 1960 var 0,02-0,20. Trädäck i de tidigaste lätta hängbroarna hade δ över 0,10. Dämpningen ökades för en del broar byggda på 1950-talet genom lutande i stället för vertikala hängare. /11/

I Eurocode /16/ anges för träbroar dämpkvoten (relativa dämpningsstyvheten) till
ζ = 0,010 för konstruktioner utan mekaniska förband, vilket ger δ=0,06 och
ζ = 0,015 för konstruktioner med mekaniska förband, vilket ger δ=0,09.

5 KONSTRUKTIONSDETALJER

5.1 Stag

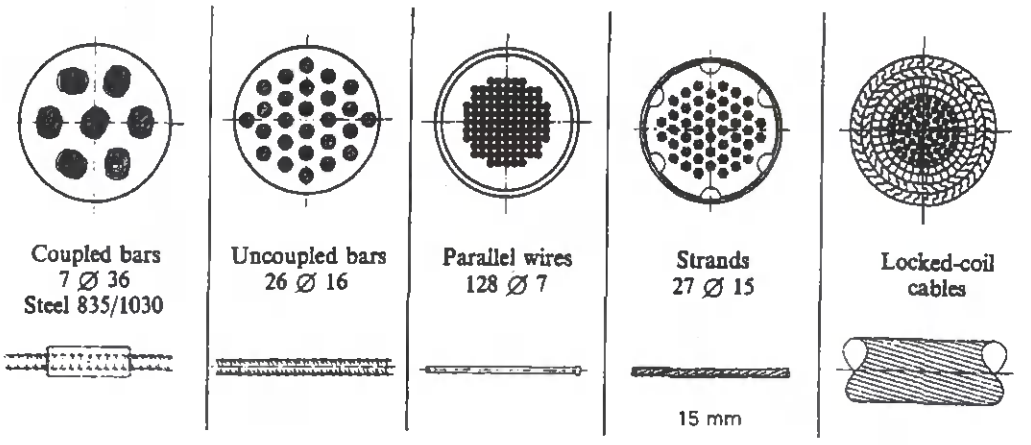
Stagen kan bestå av olika typer av linor, kablar, kedjor eller solida stänger. De är flexibla element som endast tar dragkrafter. Till mindre broar används kablar och linor med olika tvärsnitt, liknande de som används till skidliftar och linbanor.

En kabel består av en eller flera trådar eller linor. En lina har symmetrisk sektion med trådar spiralslagna runt en centrumtråd. Trådarna kan slås i ett lager eller flera lager med olika riktningar. En låst kabel får man genom att i de yttre lagren använda trådar som inte är runda utan Z-formade så att de låser i varandra. Kabeln får då en slät utsida. En så kallad parallell-lina består av parallella trådar som inte är tvinnade.

Lintrådar är kalldragna. De kan vara obehandlade, förzinkade eller rostfria.

Parallella stänger av stål med botthållfasthet 1035 MPa har använts till ett fåtal broar i dimensionerna 15-35 mm. Skarvarna medför att utmattningshållfastheten är lägre än för linor.

Stagen kapslas ofta in med hylsor av stål eller polyeten, som injekteras med cement. Låsta linor kan utföras varmförzinkade och enbart skyddas med målning. Det är viktigt att linor hanteras rätt för att undvika mekaniska skador och korrosion.



Figur 11 Olika kabeltyper

Stagen kan gå över sadlar vid pylonerna eller avslutas vid pylonerna /12/. Stagen kan gjutas fast i ändbeslagen med zink eller epoxy eller smidas fast med en metod där beslaget under stort tryck flyter ut runt stagets hårdare stål. Stag och anslutningar ska skyddas mot korrosion och påkörning. Alla stag ska vara förzinkade, omlindade med mjuk tråd, plast eller neopren. Vid saltning är detta speciellt viktigt.

Balkar bör överhöjas motsvarande nedböjningen av egentyngd. Stagens längd bör kunna justeras på platsen. Hänsyn ska tas till temperaturväxlingar vid moderat klimat, -18° till +49°C, och vid kallt klimat, -34° till +49°C.

När det gäller utmattning har inga större skador inträffat för hängbroar /13/. Egentyngden är som regel den största lasten och det ger liten variation av spänningarna. Ett ökat materialutnyttjande och hållfastare stål (men inte när det gäller utmattning), ökande brolaster samt att broar ofta är monumentala byggnader som helst ska stå i 100 år eller mer gör att utmattning bör beaktas. Broar finns också ofta i blåsiga lägen och marin miljö.

Höghållfasta stållinor har låg utmattningshållfasthet, det gäller även kopplingar och anslutningar. Korrosionsfläckar, rörelse mellan kablarnas trådar och vid hängarnas anslutningar inverkar på utmattningshållfastheten. Vid byggandet kan man också skada linan, alltid uppstår det någon liten skada.

I de tidigaste broarna gjordes hängarna av stålstänger. Om dessa inte var korrekt ledat infästa fick man lokal böjning av stången, speciellt i de korta hängarna vid bromitt. Olyckor i de tidigaste, korta broarna lärde konstruktörerna detta.

Hängarna har större spänningsvariation än huvudkabeln, och risken för utmattning är större. Speciellt nedtill kan man få skador och särskilt noggrann inspektion av dessa områden

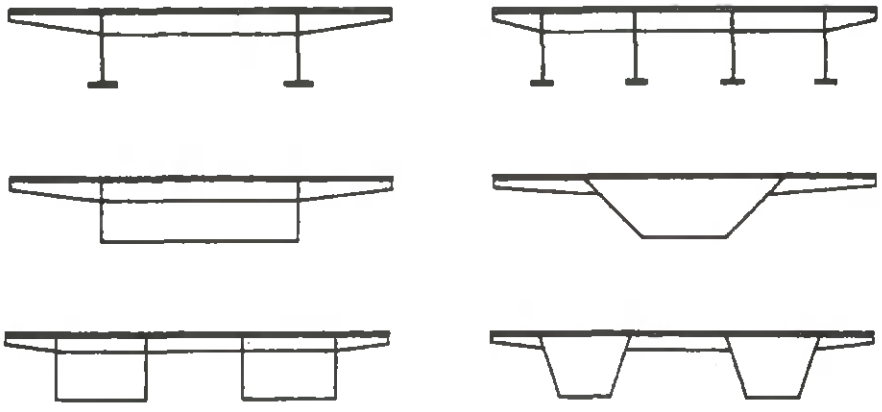
rekommenderas. Numera är hängare av linor vanliga. Linorna kan "sjunga" i vinden beroende av yta, diameter och längd.

Högt förspända skruvar, speciellt vid infästning av hängare till huvudkabel kan påverkas av varierande spänning och därmed ökad risk för utmattning.

5.2 Brodäck

De primitivaste broarna har gångbanan direkt på hängkablarna och förstyvningsbalk saknas. Sådana broar kan vara roliga att använda i lekparker eftersom en punktlast ger stor lokal nedböjning. Längsgående förstyvningsbalkar som tar tryck och böjning är oftast kontinuerliga eller har maximalt en led.

Bobalkarna är upphängda i stag och kan vara relativt små, vilket ger slanka och kostnadseffektiva konstruktioner. Eftersom broarna blir relativt lätta måste speciell hänsyn tas till vindpåverkan, t.ex. genom strömlinjeformad brobanekant eller vingklaffar på räcket som minskar vibrationerna.

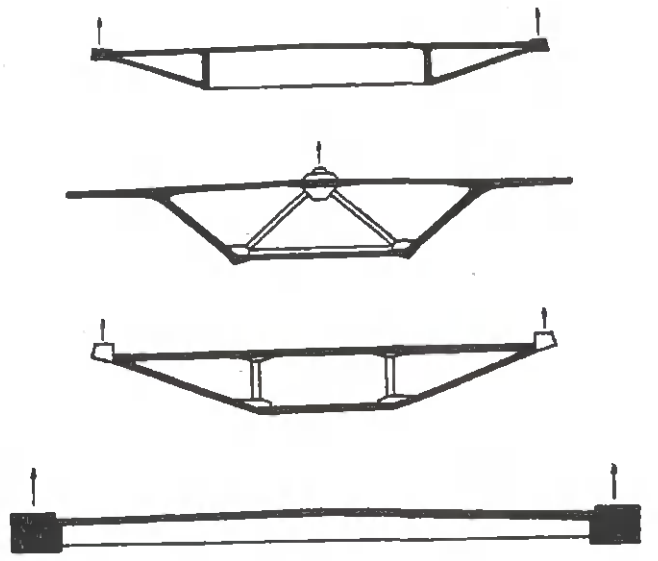


Figur 12 Brodäck av stål

Två typer av förstyvningsbalkar används, fackverk och balkar med helt liv. Antalet balkar är två eller flera. Fackverk är numera ganska ovanliga, eftersom de är svåra att underhålla. De ger också brodäcket låg vridstyvhet varför man gått över till lådbalkar, rektangulära eller trapetsformade med lutande sidor. Betonglådbalkar används också, och ett konkurrenskraftigt alternativ är samverkanskonstruktioner av stål och betong.

De första brodäcken var relativt styva ståldäck. Egentyngden gjordes minimal och förhållandet h/L för mittspannet varierade mellan 1/50 och 1/70. Med många stag behövde inte brodäcket vara lika styvt, vilket också möjliggjorde användningen av betongdäck. h/L kan vara 1/500. Den optimala styvheten hos brodäcket beror dock även på upphängningen och

brobredden. Vid centrisk upphängning är vridstyvheten viktig. Man kan välja en lådbalk eller rymdram av stål eller betong. Kablar i två plan ger lägre kostnad, eftersom brodäcket blir enklare. Med stag på båda sidor av brodäcket kan man ha slanka brodäck. Minimidimensionerna beror då på tvärmomentet och punktlasterna vid infästning av stagen. Vid 30 m bredd, som är vanlig vid motorvägar, är höjden 1,2 - 2 m.
Brodäck med lådsektion med triangulär kant ger lägsta vindeffekt vid test /6/. Snedstagsbroar med många stag har mycket större dämpning än hängbroar, och därför behövs inte denna fördelaktiga aerodynamiska utformning. Vid längder under 200 m, är en enkel betongplatta utan kantbalkar tillräcklig. Tjockleken 0,5-0,6 m beror av tvärböjningen i bromitt och avståndet mellan stagen vid kanten. Plattan kan göras tjockare vid tornen i proportion till den större normalkraften. Knäckningssäkerheten kontrolleras för en slank, tryckt platta. Vid större bredd än 20 m, krävs tvärbalkar, t.ex. på avståndet 5-7 m, beroende på avståndet mellan stagen. Om spännvidden är större än 500 m används samverkan mellan stålbalkar och tvärbalkar och betongplatta. Om bredden är större än 25 m och spännvidden större än 500 m används ståldäck för att minska egentyngden, t.ex. balkar och stålplatta eller lådbalk med vindnos.



Figur 13 Brodäck av betong

Valet av material till brodäcket är bestämmande för hela konstruktionens kostnad. Egentyngden har en direkt inverkan på stagen, pylonerna och grundläggningen. Ståldäck har egentyngden 2,5-3,5 kN/m^2, betongdäck 10-15 kN/m^2 och samverkanskonstruktion (stål-betong) 6,5-8,5 kN/m^2.

Ett ståldäcks egentyngd är ca 1/5 av ett betongdäcks egentyngd. För ett lätt brodäck där egentyngden blir mycket mindre än trafiklasten, kan utmattningshållfastheten bli dimensionerande för stagen. Ett ståldäck är idag 2-4 ggr dyrare än ett betongdäck. Den

kostnaden måste tas igen på stag, pyloner och fundament. För små- och medelstora broar utgör kabelkostnaden endast 10-20 % av hela brons kostnad. För långa broar är dock ett lätt brodäck mest lämpligt.

Betongdäcket gjuts på plats eller prefabriceras och förankras direkt i de permanenta stagen. Betongdäck kan göras som tunna, ca 0,5 m tjocka plattor. Breda broar kräver även tvärbalkar.

Samverkansdäck av stål och betong byggs med brodäck i betong och övriga delar av stål. Man får en låg egentyngd och enkel montering av ståldelarna. Större egentyngd jämfört med stål är en nackdel endast för mycket långa broar. För kortare spann kan rentav ett högre förhållande mellan trafiklast och egentyngd möjliggöra högre spänning i stagen och därmed minskad risk för utmattningsbrott.

5.3 Torn

Olika typer av ramar, A-formade eller rombiskt formade kan vara aktuella. Pyloner byggs ihåliga av stål eller oftast av armerad betong.

Enkla torn, ramar eller A-formade torn kan vara ledade eller fast inspända. En fast inspänd pylon får stora moment vid foten, varför en ledad oftast är att föredra. En fast inspänning ger ökad styvhet för hela konstruktionen vilket kan kompensera nackdelarna med det stora inspänningsmomentet. Ett fast inspänt torn kan vara enklare att bygga än att ordna ett stort ledat upplag, vilket också kräver att tornet är stagat under byggtiden.

Vid harpmodellen för stagen ger osymmetrisk trafiklast böjning av pylonerna. Dessa måste ha tillräcklig böjhållfasthet men också tillräcklig böjstyvhet för att begränsa deformationen hos brodäcket, speciellt om detta är slankt. De korta kablarna i harpmönstret utgör länkar mellan pylon och däck och hindrar eventuella horisontella rörelser. Vid stora spännvidder uppstår stora rörelser av t. ex. krympning och temperaturbetingad längdändring, och man måste då ha rörelsemöjlighet för brodäcket och pylonen.

Vid radiell modell för stagen tar bakstagen upp de horisontella krafterna vid pylontoppen och detta gör hela konstruktionen styvare. Den longitudinella styvheten hos pylonerna har endast liten inverkan på brons styvhet. De kortaste kablarna är nästan vertikala och ger endast litet motstånd mot horisontell rörelse av t. ex. temperaturändring. Brodäcket kan vara fritt från pylonen och rörelsen tas av vanliga expansionsskarvar vid fundamenten.

Vid halvharpa och mjukt brodäck är pylonens böjstyvhet viktig.

Pylonerna kan utföras som två pelare, fria eller hopkopplade till en ram. Vid utförande med stag på båda sidor om brodäcket måste man ta hänsyn till fri bredd. Höga pyloner utförs ofta A-formade. Stag i vinkel mot vertikalplanet ger tvärmoment på pylonerna. Horisontalkrafter får inte ge vridning av pylonen. Infästningen av stagen till pylonen ska tillåta utbyte av stag, vara enkel och billig att montera.

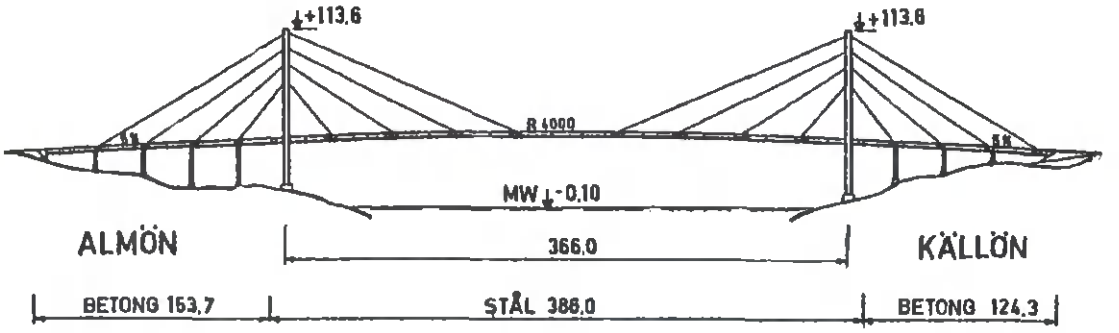
Stålpyloner är ofta dyrare än betongpyloner och får nästan samma dimensioner. Vid centrisk stagning kan det vara aktuellt med stålpyloner för att minska tvärsektionen och därmed brobredden.

6 BESKRIVNING AV UTFÖRDA BROAR

6.1 Snedstags- och hängbroar av stål och betong

6.1.1 Snedstagsbro: Tjörnbron, Sverige

/1/ /9/



Figur 14 Tjörnbron

Efter olyckan med den gamla Tjörnbron, byggdes den nya Tjörnbron snabbt efter en forcerad projektering. Tjörnbron är en snedstagsbro med brodäck av en svetsad lådbalk av stål och torn av betong grundlagda på berg. Spännvidden är 366 m i huvudspannet. Sidospannen av betong har spännvidder 31-32,3 m. Brobredden är 15,2 m med 3 körfält och en gångbana. Pylonerna av armerad betong har två parallella ben förbundna med tvärbalkar. Tornhöjden är 101,9 m varav ca 70 m över brobanan. Huvudspannet är elastiskt upphängt i bärande stag i 8 punkter längs vardera ytterkanten. Varje stag består av två linor. De är av den så kallade patentslutna typen och uppbyggda av inre lager av runda trådar och yttre lager av trådar med z-profil. Linorna har diametrarna 77, 88 och 108 mm. Lintråden är varmförzinkad och linorna målades på broplatsen. Justering av linlängden sker med rörlig stödmutter vid undre änden. Vid den längsta linan var justeringsmöjligheten ±255 mm. Linorna provades med hållfasthetsprovning, materialanalys och ultraljud. Tillåten last på linan bestämdes så att säkerheten i förhållande till verklig brottlast är 2,5 vid vanlig last och 2,2 vid exceptionell last. Stagkrafterna och momenten i förstyvningsbalken är relativt okänsliga för storleken av tornens E-modul.

Bron skulle vara dynamiskt stabil för vindhastigheter upp till åtminstone 47 m/s, som är 10-minutersvärdet för de största vindstyrkorna. Stabiliteten skulle verifieras genom

vindtunnelförsök. Dessa visade att den farligaste svängningsformen är en ren vridningssvängning. Den kritiska vindhastigheten, dvs den hastighet vid vilken amplituderna ökar obegränsat, bestämdes som funktion av systemdämpningen, vindens vinkel mot horisontalplanet samt initiell störningsvridning av sektionen kring dess längdaxel. En störningsvridning kan förorsakas av trafik, linbrott eller vindstötar. Upp till en vindhastighet v_0, vars storlek beror på dämpningen, är konstruktionen stabil oberoende av störningsvridningen. Över detta värde beror den kritiska vindhastigheten på vridningens storlek.

Vid vindtunnelförsöken bestämdes sambandet mellan dämpning och vindriktning i förhållande till horisontalplanet. På så vis erhölls för beräknade värden på störningsvridningarna ett samband mellan dämpning och kritisk hastighet. Man lade också på säkerhetsfaktorerna 1,25-1,5. För bestämning av erforderlig dämpning i konstruktionen multiplicerades nominella vindhastigheten 47 m/s med säkerhetsfaktorerna 1,35-1,7. Minsta erforderliga dämpning (logaritmiska dekrementet) var då 3,5 %.

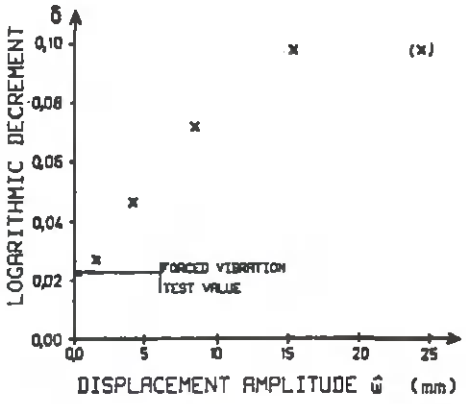
Enligt vindtunnelförsöken var dämpningen i konstruktionen avgörande för vindstabiliteten. Dämpningens storlek kan inte tas fram på teoretisk väg och erfarenheterna från utförda broar är inte entydiga. Därför utfördes två fullskaletest på bron innan den öppnades för trafik, med påtvingad svängning och fri svängning. Målet med provningarna var att identifiera de lägre svängningsmoderna under 1,5-2 Hz, samt att bestämma dämpningen. Huvudorsaken till intresset för svängningsegenskaperna var påverkan på bron av dynamisk vindlast.

Tillräckligt stora amplituder kunde inte åstadkommas i vridning, utan försöken utfördes därför med rena böjsvängningar. All belastning och accelerationsmätning gjordes vertikalt, med mätpunkter längs bron i närheten av lådbalkens liv. De påtvingade svängningarna erhölls med en specialbyggd apparat, som placerades på brobanan nära bromitt, och mätningarna utfördes under dagar när det inte blåste så mycket.

De påtvingade svängningarna gav tre resonanser inom det aktuella frekvensområdet; frekvensen 0,475 Hz med dämpkvoten 0,3 %, frekvensen 0,664 Hz med dämpkvoten 0,4 % och frekvensen 0,983 Hz med dämpkvoten 0,4 %. De tre lägsta uppmätta egenfrekvenserna för böjsvängningar stämde ganska väl med de beräknade värdena.

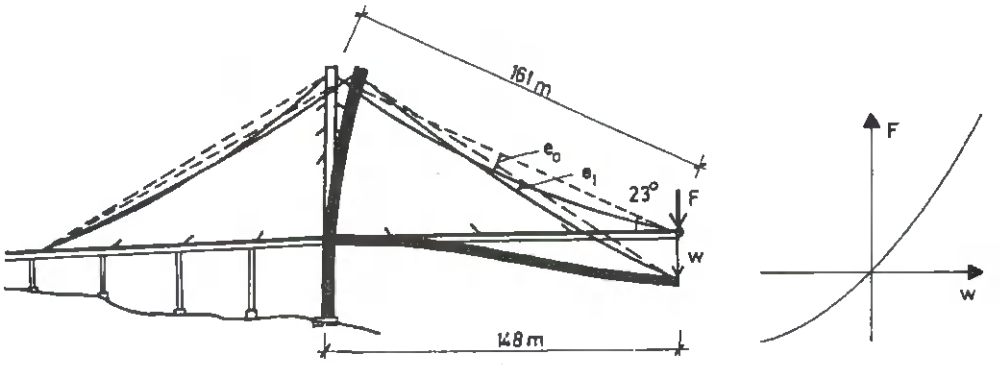
Det fria svängningstestet utfördes tre gånger. Brobanan vid bromitt drogs ned mot en flytande platta som förankrats under bron. Bron belastades med 2x300 kN, vilket gav en nedböjning på 0,1 m. Sedan släpptes bron loss, och den vertikala accelerationen mättes under 20 min.

Det fria svängningstestet visade att dämpningen (logaritmiska dekrementet) var starkt amplitudberoende. Vid små amplituder, några mm, är dämpningen 2 % och stiger till 10 % vid större amplituder, 15 mm eller mer, se Figur 15. Med ledning av litteraturuppgifter uppskattades dämpningen vid vridsvängningar till åtminstone 0,6-0,7 av dämpningen vid böjsvängningar, dvs här 6-7 %. Enligt beräkningarna erfordrades en dämpning av minst 3,5 %, och därmed var vindstabiliteten påvisad.



Figur 15 Logaritmiska dekrementet som funktion av amplituden

Den uppmätta dämpningens starka beroende av amplituden beror till största delen på friktion vid upplagen etc. Icke-linjär styvhet framkom också, och den troligaste anledningen till detta är snedstagen. Deras egentyngd ger en initiell nedböjning e_0, som ger en dragstyvhet mindre än EA/L. Med ökad belastning minskar nedböjningen till e_1 och därmed ökar styvheten. Om w=0 väljs som jämviktsläge, blir relationen mellan nedböjning w och last F enligt diagram i Figur 16.



Figur 16 Icke-linjärt samband mellan last och nedböjning

Brons huvudspann provbelastades med 24 makadamlastade 22-tons lastbilar i två filer, dvs totalt 528 ton, vilket motsvarade ca 60 % av den trafiklast för vilken bron är statiskt dimensionerad. Linkrafter, nedböjningar, spänningar i lådbalken och tornens horisontella deformation mättes. De uppmätta krafterna och deformationerna var mindre än de beräknade, och det förklarades av övermått i godstjockleken hos stålbalken.

6.1.2 Hängbro över Stora Bält, Danmark

/7/

Ett symposium anordnades 1992 i anslutning till de omfattande aerodynamiska undersökningar som gjordes för Stora Bält-bron. Det handlade om bro-aerodynamik som

faller inom en "gråzon" mellan etablerade områden som brobyggnadsteknik, maskinteknik och meteorologi. Stora Bält-bron är en av världens längsta hängbroar med huvudspann 1624 m. Vindlaster från tio års mätningar vid broplatsen, olika typer av modelltester och aerodynamisk dimensionering redovisades.

Trenden är att bygga allt längre broar. Kostnader, konstruktioner och underhåll kommer antagligen att innebära användning av nya material med ökad hållfasthet i förhållande till egentyngd, och dessa lätta konstruktioner kan bli aerodynamiskt känsliga. Ett datorstyrt stabiliseringssystem liknande som används för flygplan diskuterades.

Styrkan hos medelvinden diskuterades, och hur den påverkas av geografiskt läge, terrängens yta och lokala topografin. Starka turbulenta vindar och statistik för vindstötar diskuteras också. Den dimensionerande vinden beror på vilken brotttyp som studeras, aerodynamisk instabilitet, överlast eller utmattning. Japan är utsatt för hårda vindar som tyfoner och monsuner. Utvecklingen av långa broar har ökat under de senaste åren, och dimensioneringskriterier och metoder för att minska vindinducerade svängningar beskrevs utifrån japansk praxis.

Sedan Tacoma Bridge rasade 1941 har mycket arbete lagts ned på att utforma brodäcken aerodynamiskt så att de ska klara vindlaster. Den interaktiva vind-konstruktion-dynamiken hos långa broar studeras med analytiska metoder utgående från parametrar från vindtunneltest, där brodäcket spelar en stor roll. Under byggtiden är det störst risk för kopplad vrid- och böjsvängnings-instabilitet för långa hängbroar.

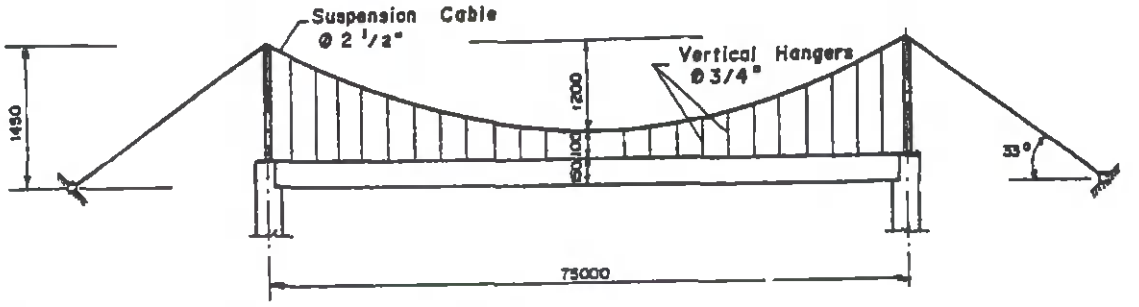
I Storbritannien har man ibland infört vindskydd för trafiken, vilket ger en reducering av påverkan av vind på fordon. Sådana barriärer har fördelar för trafiken men nackdelar för vindlast på bron.

Vindanalys av Normandie Bridge, en snedstagsbro med mittspann 856 m redovisades. Akashi Kaikyo Bridge, en hängbro med mittspann 1990 m och två sidspann 960 m analyserades med hel modell i vindtunneltest

Stora broar i framtiden diskuterades. Lådbalksbroar används upp till spännvidder 150-200 m. För spännvidder över 200 m används lådbalkar upphängda i snedstag eller hängbrokabel. I traditionella snedstagsbroar används stagen för att bära vertikal last, och den horisontella vindlasten tas i huvudsak av balken. Därför måste man reducera förhållandet mellan spännvidd och bredd. För långa broar kan det vara fördelaktigt att använda ett tredimensionellt stagsystem, som även kan bära horisontella laster. Därigenom skulle restriktionerna för längd/spännvidd-förhållandet uteslutas.

6.2 Snedstags- och hängbroar av trä

6.2.1 Hängbro med fackverksbalkar av trä /28/



Figur 17 Hängbro över Piracicabafloden, Brasilien /28/

En gång- och cykelbro 4 m bred, 105 m lång med 75 m huvudspann byggdes över Piracicabafloden i Brasilien. Längs- och tvärbalkar består av hopskruvade fackverk av plankor, 60 mm breda och 160 mm höga, av Eucalyptusträ. De förtillverkades i 6 m långa sektioner. Brodäcket består av två lager spikade diagonala brädor. Brädorna, likaledes av Eucalyptus, är 25 mm tjocka och 200 mm breda. Allt trä tryckimpregnerades med CCA-medel.

De fyra tornen är av stål. De har lådsektion och är 15 m höga. Huvudkablarna utgörs av fyra stålkablar, med 45 mm stålkärna, två kablar på vardera sidan av bron. Kablarna är förankrade till berg. De vertikala hängarna, på avståndet 3 m, har diametern 25 mm. De är fästa till huvudkabeln med metallplattor och till balkarna vid knutpunkterna.

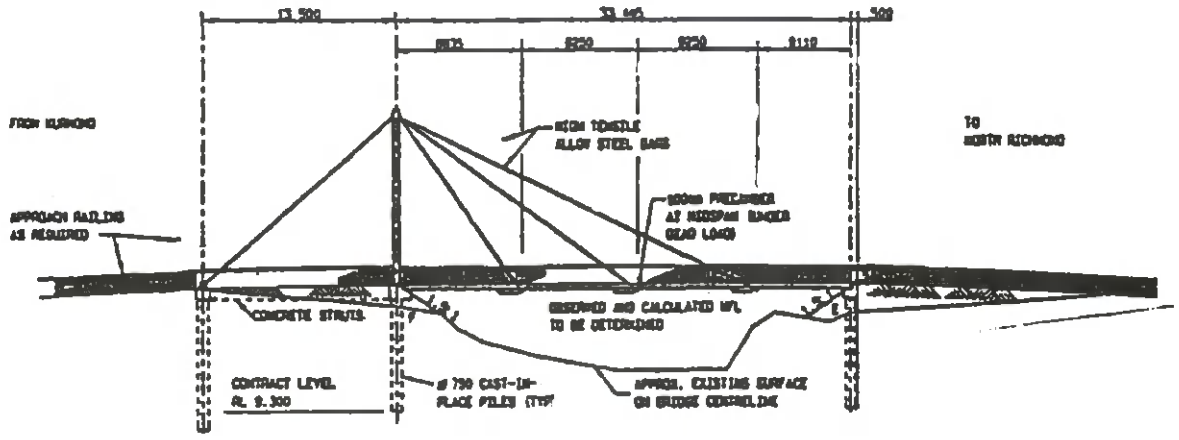
Förhållandet mellan spännvidd och mittnedhängning är 6.25, och förhållandet mellan spännvidd och balkhöjd är 50. Kablarnas lutning vid pylonerna är 33°.

Egentyngden är 1.65 kN/m^2, och trafiklasten 3 kN/m^2. Bron har provats med utbredd last av sandsäckar och deformationerna klarade tillåtet värde på L/350.

6.2.2 Gång- och cykelbro över Redbank Creek, Australien

/2/

En snedstagsbro med förspänt trädäck byggdes över Redbank Creek för gång-och cykeltrafik till en skola. Bron skulle ha minst 30 m spännvidd och en bredd av 3.24 m. Brodäcket består av 45 mm breda lameller av furu. Vid brokanten och mellan var sjunde lamell finns lameller av fanerträbalkar. Brodäckets höjd är 290 mm, utom vid staginfästningarna där det ökas till 530 mm. Fundamenten är grundlagda på pålar och har betongbalkar mellan fundamenten för bakstag och brofundament för att ta upp de stora horisontella krafterna från brodäck och bakstag. Endast ett pylontorn av rektangulära stålrör användes. Ett träräcke skulle användas men på grund av barnsäkerhet valdes i stället ett aluminiumräcke. Räckeshöjden är 1,35 m, vilket är kravet för cyklister. Bron är dimensionerad för lasten 4 kN/m^2. Man valde en snedstagsbro på grund av estetik och ekonomi.



Figur 18 Gång- och cykelbro över Redbank Creek, Australien /2/

Det valda trädäcket klarar spännvidden 9 m, och med tre upplag blev det 4 spann med total spännvidd 36 m. Med så kort spännvidd räckte det med ett pylontorn. Utformningen gjordes utifrån andras erfarenhet av snedstagsbroar. Man utgick från Leonhardts proportioner för snedstagsbroar med ett pylontorn som är 0,35-0,45 av spännvidden och minsta stagvinkeln 25°. Detta ger de lägsta krafterna i konstruktionen. Maximal längd på de stora stålrören till pylontornet var dock 12 m och det gav slutligen en total spännvidd på 4 x 8,25 m = 33 m. Förhållandet tornhöjd/spännvidd blev 0,36 och minsta stagvinkel blev 24,5°.

Det veka trädäcket krävde förspända snedstag. Snedstagsbroar för gång- och cykeltrafik med stål- eller betongdäck kan vara tillräckligt styva för att klara brodäckets nedböjning av egentyngd vid stagupplagen, och behöver inte vara förspända. Nivån på förspänningen i varje stag bestämdes av den önskade profilen för trädäcket under egentyngden.

Snedstagen är av samma typ som de stålstänger som används för att förspänna trädäcket. Under konstruktionsarbetet utvärderades även icke-metalliska material som aramid och poly-parafenyleneterefta1amid. Man var tveksam till långtidsegenskaperna för dessa material, och deras lägre styvhet gjorde att de valdes bort, men två sådana snedstag ska användas för en utvärdering av materialet. Om de inte håller ska de bytas till stålstag.

Snedstagens utmattning undersöktes, men visade sig inte vara dimensionerande. De cykler som undersöktes var 2 000 000, 500 000 och 100 000 under konstruktionens livstid. Över en 110-årsperiod motsvarar det 54, 14 resp. 3 cykler per dag. Det är osannolikt att bron kommer att belastas av 4 kN/m^2 ens en gång per år. Små grupper av människor kommer sannolikt att belasta bron, och en last på 0,6 kN/m^2 användes för att modellera utmattningslasten.

En låg stagspänning ökar nedböjningen och minskar stagens styvhet. En ekvivalent E-modul enligt Walther et al. /13/ användes. Den ekvivalenta E-modulen bestäms då med en iterativ metod, utifrån stagspänning.

Resonans av fotgängare är viktigt att beakta för en vek bro. Wheeler användes som referens. Beräkningar visade att den största dynamiska nedböjningen faller inom de kurvor som är acceptabla enligt Wheeler. Medelfrekvensen av fotgängarna antas till 2 Hz, med en standardavvikelse på 0,175 Hz. Frekvenser inom detta område studerades. Första böjmod var 1,67 Hz, första svängmod var 2,06 Hz och första vridmod var 2,73 Hz. Fotgängare kan excitera böj- och vridmoder, fast vridmoder kräver rätt energi på rätt plats och är därför mindre sannolika.

Wheeler föreslår att en enskild fotgängare ska modelleras som en kraft med halv sinusfunktion. Insatt i rörelseekvationen kan denna lösas med numeriska metoder, vilket bygger på att man känner dämpningen, och det gör man inte förrän bron har tagits i bruk. Både Wheeler och Irvine noterar att trä har en mycket högre dämpning än stål och betong, och föreslår ett värde på 5% för dämpkvoten. På grund av osäkerheten i detta värde, undersöktes ett antal värden för att se amplitudens beroende av dämpningen.

Vindens effekt har tagits i beaktande till viss del. Veka konstruktioner som snedstagsbroar kan vara känsliga för vindens inverkan. Den låga styvheten hos trädäcket gör bron extra känslig. Walther et al säger att en bro generellt inte påverkas av vind om dess första vridmod är tydligt större än dess första böjmod. Om förhållandet är 2,5 är bron okänslig för vind. Den aktuella brons frekvenser ger ett förhållande 1,6. Ett antal olika brottmoder inträffar för vindkänsliga broar. Alla kriterier var uppfyllda för bron, och bron skulle klara vindbelastning.

Ett antal datormodeller användes för att analysera bron:
- olika lastkombinationer för brott- och brukslast
- analys av byggskedet
- olika metoder att ta med stagnedböjningen i analysen
- undersökning av stagutmattning
- bestämning av egenfrekvenser
- bestämning av laster från virvelavlösning från vindpåverkan på brodäcket.

För den preliminära konstruktionen i offertstadiet användes en tvådimensionell modell. För den slutliga konstruktionen användes andra analysmetoder. Metoden med ekvivalent E-modul för snedstag användes. Stagen analyserades som dragstänger för att möjliggöra en icke-linjär analys. Det visade sig vara liten skillnad mellan en linjär och en icke-linjär analys. Eftersom den linjära analysen var snabbare, så valdes den metoden. Beräkningsmodellen tillät en bestämning av den första vridmoden för bron. Det är en viktig karakteristisk för bron, för att kunna bestämma dess känslighet för dynamisk last.

Man tillförde en kantbalk som skulle ta huvuddelen av lasten från upphängningsstången som snedstagen var fästa till. Den tredimensionella analysen visade att trädäcket var så böjligt i tvärled att man fick deformationer av egenvikten. En stålbalk som förstärkning vid staginfästningen tillfördes, och med denna gav beräkningen nästan ingen nedböjning av egentyngd.

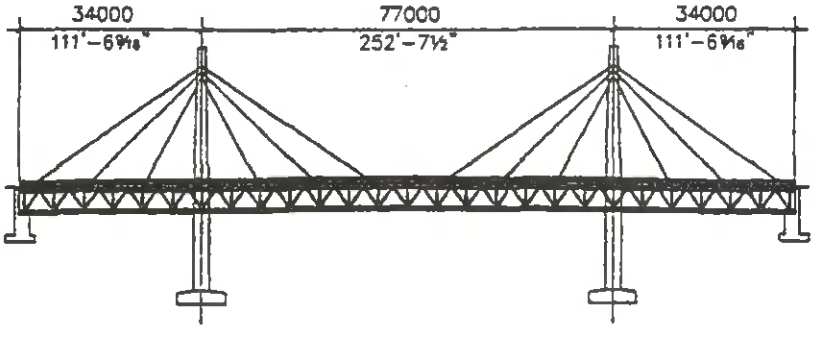
6.2.3 Hiroshima Airport Bridge (USA, Japan)

/3/

Bron är en 5 m bred och 145 m lång snedstagsbro för fordonstrafik. Brobalken är ett parallellfackverk, och bron har en av världens största fria spännvidder för en träbro. Analysen av bron inkluderade statisk analys, dynamisk analys, stegvis fordonsbelastning och finit elementanalys av staginfästningarna. Provningarna inkluderade komponenttestning av träförband och fullskaleprov av den färdiga bron med dimensionerande fordon och mekanisk oscillation. Bron förtillverkades i Vancouver, Washington, USA och skeppades till Hiroshima, Japan.

Bron har två betongtorn på avståndet 77 m, med 34 m långa sidospann. Två parallellfackverk av limträ används som huvudbärare i längsriktningen. Fackverken är 4 m höga. Överramen är 222x608 mm, underramen 222x648 mm. Strävorna är 22x228 mm. Fackverket är ett modifierat Warren-fackverk. De vertikala strävorna med avståndet 2,75 m bildar ett fiskbensmönster med de diagonala strävorna.

De båda ramstängerna är förbundna med stålbalkar. Vid staginfästningarna har man förstärkt med stålbalkar till båda flänsarna. Denna förstärkning av brobanebalkarna krävdes eftersom de var utsatta för både tvåaxlig böjning och tryckkrafter på grund av staginfästningen. Mellan både över- och underramen finns horisontella fackverk för att få sidostyvhet. Det horisontella fackverket vid överramen är av 130x191 mm limträ, och bildar fiskbensmönster mellan tvärbalkarna. Det undre består av 171x191 mm limträ i transversalerna och 171x191 mm limträ i diagonalerna. Brodäcket är av längsgående 171 mm däcksplank. Planken lades ut så att de var kontinuerliga över två eller fler spann.



Figur 19 Hiroshima Airport Bridge, Japan /3/

Snedstagen fästes till änden av var fjärde tvärbalk. Stagen förspändes för att ta bort nedböjning av egentyngd. De två betongtornen är A-formade med 25 m höjd över brobanan, och 19 m under brobanan ned till grunden. Varje pylon hade 12 st stag 48 x 91 mm fästa ungefär 1 m nedanför toppen av tornen.

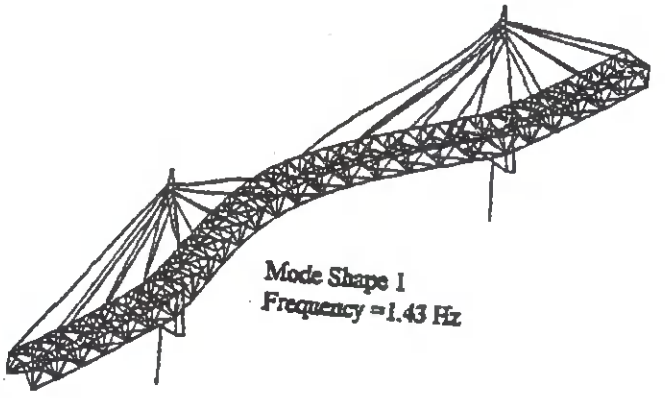
Bron är dimensionerad för en T-14-last med stötfaktorn 1,25. Det motsvarar ungefär en AASHTO H15-last. Däcksplank och tvärbalkar dimensionerades av fordonslasten. Fackverk, stag och deras anslutningar dimensionerades av ytlasten 3 kN/m^2 i kombination med en linjelast 43 kN/m. Dessutom dimensionerades bron för vindlasten 3 kN/m^2 och en statisk seismisk kraft på 17g.

Dimensioneringen gjordes i fyra steg. Det första var en statisk analys av konstruktionen med egentyngd och statiska laster. Analysen gjordes med datorprogram med ramelement. Styvheten hos brodäcket togs inte med i analysen, utan egentyngden av brodäck, beläggning och räcke lades på tvärbalkarna och överramarna. En förspänning lika med spänningen av egentyngden lades på snedstagen. Den avpassades så att nedböjningen av egentyngd eliminerades.

Amerikansk norm användes för träöverbyggnaden och stålbalkarna. Stag och betongtorn dimensionerades enligt japansk norm. Vindlast lades på med projicerad ytmetod för att få kombination av sidokrafter och lyftande krafter. Sidokrafterna lades på de olika delarna på ena brosidan och lyftkraften lades direkt på tvärbalkarna. Statisk seismisk sidokraft lades på direkt på olika delar. Sidokrafter på brodäcket fördes direkt till tvärbalkarna och sidokrafter på räcket fördes till överramen.

Fackverken delades i 13 st 11-m-längder med förband vid ändarna. Vid anslutningarna mellan fackverkssektionerna fick man stora krafter som krävde tre rader med sex 25 mm bultar vid varje skarv. Tre rader med skarvplåtar användes på vardera sidan av underramen för att klara dragkrafterna. Skarven var kritisk och på gränsen att klara kraven, och därför gjordes fullskaletester.

Snedstagen fästes till tvärbalkarnas ändar. De beräknades på traditionellt sätt. På grund av osäkerhet gjordes även en tredimensionell modell och en finit-element-modell med ytelement. Resultatet visade att tre områden hade för höga spänningar, och extra förstyvningar lades till.



Figur 20 Första svängningsmod för Hiroshima Airport Bridge /3/

En dynamisk analys utfördes med ett responsspektra med a=424g, största hastighet 165 mm/s och största horisontella utböjning 13,9 mm. Massan i konstruktionen var ganska jämnt utspridd. Det resulterade i att moderna låg väldigt nära varandra och små delar av massan motsvarade de olika svängningsmoderna.

Fullskaleprovning av hela bron gjordes med ett, två och tre dimensionerande fordon. Statisk last användes och man mätte nedböjningen i fältmitt. Beräknade värden visade nästan dubbelt så stora värden på nedböjningen som provningen gav. Det antas bero på att beräkningen inte tog hänsyn till trädäcket som var kontinuerligt över tre eller fyra tvärbalkar. Man gjorde även ett dynamiskt test med ett fordon som körde över bron. Nedböjningen mättes och jämfördes med nedböjning för statisk last. Dynamisk last gav 11 % större nedböjningar. För stål- och träbroar i Japan används en stötfaktor i=20/(L+50), där L är spännvidden. 77 m spännvidd ger i=1,157>1,11.

Dynamiskt test av bron gjordes också. Från en påtvingad svängning kunde de lägsta egenfrekvenserna fås. Egenfrekvenserna var högre än de beräknade. En fri svängning användes för att bestämma det logaritmiska dekrementet och dämpkvoten. Dämpningen var större än den som använts vid beräkningarna. Broplankens styvhet och konstruktionens dämpning var antagligen orsak till skillnaden mellan uppmätta och beräknade värden.

6.3 Diverse träbroar

Vid mycket stora spännvidder är hängbroar överlägsna, men trots det finns det få exempel på hängbroar av trä i litteraturen.

I Ojuela i Mexiko finns en hängbro av trä med spännvidden 278 m. Den byggdes i slutet av 1800-talet för att frakta malm över en djup ravin, den användes numera som gång- och cykelbro.

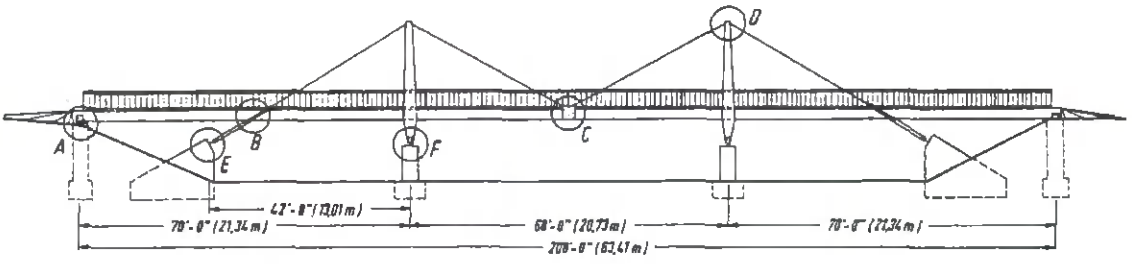
Bron över Vindelälven i Selet är en hängbro med 136 m spännvidd. Bron har ett av de längsta träbrospannen i Sverige. Den byggdes 1929 som vägbro men tjänstgör efter upprustningen 1994 som gång- och cykelbro. Varje pylon består av sex sammanbundna stolpar av rundvirke som klätts in med träpanel.

Ett exempel från Tyskland är en hängbro med 30 m spännvidd och bredd 1 m, byggd 1953. Kabeln har diametern 26 mm och hängarna är av 16 mm rundstål.

Snedstagsbroar återupptäcktes efter andra världskriget i Tyskland inom stålbyggnad, och byggdes sedan även av betong eller trä. Inom träbyggnad har det utvecklats egna statiska system med styva uppspänningar. Även kombinationer av hängbroar och snedstagsbroar har utförts. För uppspänning används rundstål, plattstål, linor eller trästrävor. Uppspänningen ansluts antingen direkt till huvudbalkarna eller indirekt via tvärbalkar. Rundstänger kan vara gängade vid ändarna. Fastsättning av stänger görs med mutter och ankarplatta, eller med smidd ögla och bult, och linor låses med linlås. Ändarna på linorna förankras antingen i masten eller också går linan över en sadel. Linan får inte glida över sadeln, och kläms fast med en platta. Anslutningen av linan görs oftast med schackel, kauser och linlås.

Exempel på några mindre snedstagsbroar av trä, byggda 1970-1990 /8/:

- Bron över Margy i Ballycastle, Nordirland, byggdes 1970. Den har en totallängd på 63,5 m med ett mittspann på 20,7 m, Brobredden är 1,4 m. Bron har två 8 m höga pyloner med stagpar åt vardera hållet. Stagen är linor med diametern 30 mm. Sidostabilisering erhålls genom gångbanan och tvärbalkarna.



Figur 21 Gångbro Ballycastle /12/

- Bron vid Bundesgartenschau i Bonn, Tyskland byggdes 1979. Den har en total längd på 45 m med ett mittspann på 14,4 m. Brobredden är 4 m. Bron har två pyloner 9,3 m höga med tre stagpar åt vardera hållet. Stagen består av linor med diametern 30 mm. Linorna är fästa till tvärbalkar och de horisontella krafterna förs över till längsbalkarna med påskruvade beslag. För sidostabilisering används stålstag mellan tvärbalkarna.

- Bron över vallgraven i Bad Munstereifel, Tyskland byggdes 1978. Den har en totallängd på 30,5 m med ett mittspann på 20 m. Brobredden är 1,8 m. Bron har en 5.6 m hög pylon vid ena sidan med ett stagpar åt vardera hållet. Stagen består av linor med diametern 40 mm.

- Bron över Aa-See i Bocholt, Tyskland byggdes 1980. Den har spännvidden 27,5 m och brobredden 3,5 m. Den har en 11,5 m hög pylon vid ena sidan och ett stagpar bakåt och två stagpar in på bron. Stagen består av linor med diametern 44 och 33 mm.

- Bron över Agger i Heppenberg, Tyskland byggdes 1982. Brolängden är 43,1 m med största spännvidd 27,2 m och brobredden 1,5 m. Bron har två pyloner 10 och 8 m höga med två resp. ett stagpar till brodäcket. Stagen består av rundstål med diametern 35 och 50 mm.

- Bron över Glane vid Autigny, Schweiz byggdes 1987. Spännvidden är 22,5 m och brobredden 1,75 m. Bron har två 5,7 m höga pyloner med två stagpar vardera till brodäcket. Stagen består av stänger med diametern 30 mm.

- Bron över Trippstadter Strasse i Kaiserslautern, Tyskland byggdes 1984. Den är 52,3 m lång med fri spännvidd 36,7 m. Brobredden är 3,4 m. Stagen består av rundstänger med diametern 50 mm. Bron har två 10,0 m höga pyloner med ett stagpar till brodäcket.

- Bron över Sauern mellan Metzdorf och Mörsdorf, Tyskland byggdes 1986. Den har längden 66 m och fri spännvidd 50 m. Brobredden är 3,05 m och bron har en överhöjning på 1,5 m. Stagen består av rundstål med diametrarna 80, 50 och 40 mm. Bron har två 9 m höga pyloner med två stagpar vardera till brodäcket.

- Bron över Lahn vid Limburg, Tyskland byggdes 1989. Brolängden är 143,5 m med fri spännvidd 71,5 m. Brobredden är 2,7 m. Bron har två 19,7 m höga pyloner med vardera ett stagpar till brodäcket. Stagen består av rundstål med diametern 80 mm.

- Bron över väg N9 vid Ballaigues, Schweiz byggdes 1989. Brolängden var 24,0 m med fri spännvidd 15,3 m. Bron har en 14 m hög pylon med två stagpar till brodäcket. Stagen består av rundstål med diametrarna 20 och 16 mm.

- Bron över Isar vid Ismaningen, Tyskland byggdes 1988. Brolängden är 96 m med fri spännvidd 60 m. Brobredden är 2,9 m. Två 10,5 m höga pyloner med ett stagpar vardera till brodäcket. Brobalkarna är även underspända. Stagen (även underspänningen) består av linor med diametern 43 mm.

- Bron över Neckar i Wernau, Tyskland byggdes 1990. Brolängden är 62 m med fri spännvidd 38 m. Brobredden är 3,0 m. Två 13 m höga pyloner bredvid bron med ett stagpar vardera till brodäcket samt ett stag tvärs bron. Stagen består av rundstål med diametrarna 75 och 52 mm.

7 TIDSKRIFTSARTIKLAR

7.1 Utformning av en snedstagsbro

/17/

Artikeln innehåller en beskrivning av de första studierna av en bro i North Wales. Olika faktorer som påverkat konstruktionen gås igenom. En asymmetrisk snedstagsbro valdes ut som bästa förslag för denna bro 1988. Bron hade två körfält och två gång- och cykelbanor. Bredden var 26,5 m. Huvudspannet var 194 m och bakspannet 60+40 m.

Snedstagsbroarnas utveckling under de senaste 40 åren beror på utvecklingen av höghållfast stål till stagen, och kanske framförallt av användningen av datorer för beräkningarna. I det första skedet när en bro föreslås görs dock inga avancerade beräkningar utan det krävs känsla för hur bron fungerar. Funktionen för snedstagsbroar är egentligen enkel. Pålagda laster ger drag i stagen vilka balanserar tryckkrafter i broplatta och pyloner. I verkligheten tillkommer dock sekundära effekter. Det finns två former av snedstagsbroar, symmetriska med torn vid var broände och osymmetriska med ett torn och ett kortare spann för bakstagen. Båda dessa kan också ha ett eller två kabelplan. Konstruktionens styvhet beror av styva torn eller bakstag, styvt förankringsspann eller en kombination. Flerstagskonstruktioner utvecklades främst för att undvika dyra tillfälliga stödkonstruktioner under byggtiden. Avstånd mellan staginfästningar i broplattan anpassas till broplattans elementlängder. De geometriska förhållandena hos snedstagsbroar varierar mycket mellan olika broar. Brodäck och pyloner kan byggas av stål eller betong. Stagmaterialen har utvecklats. De tidigaste broarna hade

stänger, vilket även idag är vanligt till gång- och cykelbroar, men till större broar används idag speciella kablar.

Först studeras stagen, och sedan kan broplattan dimensioneras som en balk upplagd på ekvivalenta fjädrar. Egentyngd tas av förspänning i stagen. Spänningsvariation i stag måste kontrolleras för utmattning. Stagen måste alltid vara dragna. Vid den preliminära dimensioneringen behöver inte hänsyn tas till stagens olinjäritet, som kan modelleras med en ekvivalent E-modul. För stag med en horisontell utsträckning större än 100 m måste detta tas med i den slutliga dimensioneringen.

En osymmetrisk konstruktion med ett torn ger ofta ett mer spännande intryck. Tornet blir högre, elegantare och mer markerat, och den osymmetriska formen ger bron en riktning. Tornet ska vara markerat och se ut att ha styrka att bära upp brodäcket. Bakspannet ska komplettera huvudspannet. Snedstagsbroar kan annars vara vanskliga att utforma, med sina raka, vinklade former.

Vid studier inför den aktuella bron framkom följande:
- Brodäcket är i huvudsak en tryckt konstruktionsdel. Nedböjningar beror mest av stagen.
- Ett lätt brodäck är inte nödvändigtvis en fördel. Utmattning medförde en minsta dimension på stagen.
- Totala stagmängden beror inte av stagavstånd, antingen får man många små stag eller några stora stag.

7.2 Kris för snedstagsbroarna?

/26/

I slutet av 80-talet gjorde Watson och Stafford en undersökning av snedstagsbroar som visade att mer än hälften av snedstagsbroarna som byggts sedan andra världskriget hade problem och flera var på väg att gå sönder på grund av kabelkorrosion. Livslängden för vissa var mindre än 20 år , en del behövde byte av stag inom tio år, och det fanns till och med broar där stagen bytts efter bara 3 år. En del menar att de äldsta broarna från 50-och 60-talet hade sämre korrrosionsskydd (förzinkad låst lina), och att dagens moderna broar byggs med bättre material. Snedstagsbroarna är enklare att inspektera och underhålla än hängbroarna, de är vackra och lättare och billigare än hängbroar. Brodäcken är lätta och de vertikala krafterna påverkar stagen direkt, det gör dem känsliga för vibrationer och spänningskorrosion vilket man inte alltid dimensionerat dem för.

7.3 Övriga artiklar

Det finns många artiklar som beskriver snedstagsbroar, framförallt de längsta broarna som byggts under de senaste åren. När det gäller svängningsproblem beskrivs beräkningsmetoder och mätningar av svängningar och dämpning.

I en artikel presenteras resultat av fältmätningar av svängningar för snedstagsbro med långt spann samt numerisk analys. Dynamiska egenskaper, speciellt dämpningen vid stora

amplituder bestämdes. De uppmätta värdena verifierade brons beräknade dynamiska egenskaper. /18/

En annan artikel föreslår en förenklad procedur vid dimensionering av en viskös dämpare för stagen i en snedstagsbro med en dämpkurva som tar hänsyn till dämpningen i kabeln, modnumret, dämparens storlek, dämparens placering och tre parametrar för kabeln, spännvidd, massan per längdenhet och egenfrekvensen. Kurvan har tagits fram för en spänd kabel med en dämpare vid nedre förankringen. Dämparen klarar av att minska alla vindsvängningar, men nedhängning av kabeln och svagt ickeviskösa egenskaper hos dämparen kan minska dess effektivitet. /19/

Idag byggs flera mycket långa broar, t.ex. hängbroarna vid Stora Bält 1624 m och Akashi Kayo 1190 m, samt snedstagsbroar Pont de Normandi 856 m. Flera aerodynamiska effekter har beaktats, men inte så mycket svängningarna hos kablarna. I en artikel beskrivs en typ av kabelvibrationer, dynamisk instabilitet som beror av små periodiska svängningar hos balkarna eller pylonerna. Amplituder och spänningsvariationer i kablar beräknas. Simulering har gjorts med finit element beräkning. För det längsta staget i Pont de Normandie (144 m) får man en stor amplitud, 15 m , och kabelspänningsvariation nästan 80% av den ursprungliga om balken eller tornet svänger 10 cm. I stora snedstagsboar uppkommer svängningarna till följd av flera låga frekvenser hos balkar och kablar./20/

Svängningsmätningar har gjorts på Yokohama Bay Bridge, Japan, en av världens längsta snedstagsbroar. Den strukturella dämpningen mättes och var högre än det värde som antogs utifrån vindtunneltesten. Detta verifierade den aerodynamiska stabiliteten hos bron. Brons egenfrekvenser och moder stämde väl överens med de beräknade. /21/

En studie av tre medellånga snedstagsbroars aerodynamiska stabilitet utfördes med vindtunneltest, på en broplats och på två broar. Brobalkarnas stabilitet undersöktes, och alla balkar klarade vindbelastningen. För att förhindra svängning av stålpylonerna fanns dämpare vid pylontoppen. Regnvindinducerade svängningar observerades under byggtiden på en av broarna och där placerades oljedämpare vid nedre änden av varje kabel. Svängning för kablarna observerades på en annan av broarna och där förbands kablarna med varandra på övre 2/3 av kablarna. /22/

Snedstagsbroarnas komplexa beteende vid belastning av vind, jordbävningar och rörlig last kräver speciella studier. Ett mätprogram har lagts upp för att mäta nuvarande dynamiska egenskaper hos Tampico bridge, samt för att följa egenskapernas förändringar med tiden. Mätningar beskrivs, egenfrekvenser och moder har beräknats. /23/

Tre långa snedstagsbroar byggs i Nagoya, Japan. De ska vara klara 1997. Deras aerodynamiska stabilitet undersöktes noga med moderna vindtunneltest. Speciellt beskrivs experimentella studier av den längsta av broarna. /24/

Odawara Port Bridge är placerad vid Odawara Port i Japan och den beskrivs i en artikel. Man valde där en brotyp som skulle symbolisera hela projektet och passa in i omgivningen. En extra förspänd betonglådbalk med ett huvudspann på 122 m valdes, den första i världen av

sitt slag. Speciellt karakteristiskt för den här brotypen var lägre torn än för en vanlig snedstagsbro, en sadel på torntoppen och epoxytäckta kablar. Man integrerade tornen med kablarna för att få horisontell kontinuitet med huvudbalkarna. Som ett resultat användes bl. a. följande utförande: konstant huvudbalkshöjd, inverterat trapetstvärsnitt hos huvudbalkarna, torn utan tvärbalk vid toppen, en solfjäderformad sadel, kompakta kabeldämpare, metallfärg på kablarna, integrerat stålräcke och vägbelysning. /25/

8 SAMMANFATTNING

Den mesta litteraturen handlar om stål- och betongbroar och aktuella artiklar handlar oftast om de nyaste, längsta broarna som har spännvidder på många hundra meter och är avsedda för fordons- och/eller tågtrafik. Ett fåtal träbroar finns beskrivna. För träbroar borde i princip samma brotyper kunna användas som för andra material.

Hängbroar är en gammal brotyp. Broarna bärs i huvudsak av huvudkablarna, och broarnas egenskaper beror till stor del av hängsystemets utformning. Sedan olyckan med Tacoma Bridge 1940 har mycket arbete lagts ned på att studera broarnas vindkänslighet. Brodäck och räcke ska vara aerodynamiskt utformade för att ta så lite vind som möjligt, och utföras som öppet fackverk eller med "vingar". Egenfrekvenserna för böjning och vridning ska vara ordentligt skilda åt.

Snedstagsbroar har utvecklats sedan andra världskriget. De kan utformas på många olika sätt, med olika antal och anordning av stagen. Utformningen av stagsystemet bestämmer broarnas egenskaper. Utvecklingen har gått från få till många stag, och brodäcket blir då i huvudsak en tryckt konstruktionsdel eftersom längsböjningen blir liten. Tvärböjningen kan dimensionera brodäcken vid breda broar. Snedstagsbroarna är stabilare än hängbroar, eftersom stagen har olika längder och därmed får olika egenfrekvenser och dämpning. De är därför inte lika vindkänsliga som hängbroar, och kravet på aerodynamiskt utformade brodäck är inte lika stort.

9 REFERENSER

1- Sune Brodin,, Tjörnbron, Vägverket, 1984

2- D.J.Carter, S.W.Fayers, Design of a Cable-Stayed Stress-Laminated Timber Pedestrian Bridge over Redbank Creek, Pacific Timber Engineering Conference, Gold Coast Australia, July 11-15, 1994.

3- Paul C. Gilham, Yutaka Iimura, Design, Testing and Erection of the Hiroshima Airport Bridge, International Wood Engineering Conference, New Orleans, USA, October 28-31, 1996.

4- Niels J.Gimsing Cable Supported Bridges, Second Edition, John Wiley & Sons Ltd, 1997

5- H.M. Irvine, Structural Dynamics for the Practising Engeineer, 1968, Allen & Unwin, London

6- M. Ito, et. al. Cable-Stayed Bridges. Recent Developments and their Future. The Nederlands 1991, Elsevier

7- A. Larsen, Aaerodynamics of Large Bridges. Proceedings of the first international symposium on aerodynamics of lasrge bridges. Copenhagen 19-21/2 1992, A. A. Balkema

8- A. Mucha, Holzbrucken, Statische Systeme - Konstruktionsdetails - Beispiele, 1993.

9- Sven Ohlsson, Modal testing of the Tjörn Bridge, Proceedings of the 4th International Modal Analysis Conference, February 3-6, 1986.

10- Walter Podolny och John B. Scalzi, Construction and Design of Cable-Stayed Bridges., 1986 (1976), Series fo Practical Construction Guides, USA

11- A. Pugsley, The Theory of Suspension Bridges, Bath 1968, Pitman Press

12- M.S.Troitsky, Cable-Stayed Bridges, 1988, BSP Professional Books

13- Rene Walther, Bernard Houriet, Walmar Isler and Pierre Moia, Cable stayed bridges (Ponts haubanes) Switzerland, Thomas Telford Ltd, 1988.

14. Statens Vegvesen, Utformning av bruer, Nr 164 i Vegvesevndets håndbokserie,

15. Bygg, 1961

16. Eurocode 5, Part 2 Bridges

17. Initial thoughts on the design of a cable-stayed bridge, I Hunt, 1997

18. Field vibration test of a long-span cable-stayed bridge using large exciters, I. Okauchi m fl, Structural Engineering/Earthquake Engineering, Apr. 1997.

19. Vibration amplitudes caused by parametric excitation of cable stayed structures, J.L. Lilien m. fl., Journal of Sound and Vibration, Jun 30 1994.

20. Estimation curve for modal damping in stay cables with viscous damper, B. Pacheco m fl, Journal of Structural Engineering, Jun 1993.

21. Vibration tests of the Yokohama Bay Bridge, J. Koyama m fl, NKK Technical Review, Apr 1993.

22. Aerodynamic stability of four medium span bridges in Kyushu District, T. Yoshimura, Journal of Wind Engineering an Industrial Aerodynamics, Okt 1992.

23. Dynamic structural properties of cable-stayed Tampico bridge, D. Muria-Vila m. fl., Journal of Structural Engineering, Nov 1991.

24. Aerodynamic stability of Nagoya Port Bridges, T. Kazama m.fl., Journal of Wind Engineering an Industrial Aerodynamics, Dec 1993.

25. Aesthetic design of Odawara Port Bridge, T. Oishi, Transportation Research Record, Nov 1996.

26. Cable-stayed bridges in crisis, F Wilson, 1988

27. Kamal Handa, Kompendium i byggnadsaerodynamik, Chalmers tekniska högskola, 1993 (1982)

28. C. Calil, F. Lahr, Pedestrian suspension bridge with timber trussed stringers, Pacific Timber Engineering Conference, Gold Coast Australia, July 11-15, 1994.

Detta digitala dokument
skapades med anslag från

**Stiftelsen Nils och Dorthi
Troëdssons forskningsfond**

Trätek

INSTITUTET FÖR TRÄTEKNISK FORSKNING

Box 5609, 114 86 STOCKHOLM
Besöksadress: Drottning Kristinas väg 67
Telefon: 08-762 18 00
Telefax: 08-762 18 01

Åsenvägen 9, 553 31 JÖNKÖPING
Telefon: 036-30 65 50
Telefax: 036-30 65 60

Skeria 2, 931 77 SKELLEFTEÅ
Besöksadress: Laboratorgränd 2
Telefon: 0910-652 00
Telefax: 0910-652 65