



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



**Rapport**

**R3:1978**

**Dynamiska effekter i  
stålkonstruktioner vid  
överpåverkan**

**Ulf Arne Girhammar  
Lars Östlund**

**Byggforskningen**

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

R3:1978

Dynamiska effekter i stålkonstruktioner  
vid överpåverkan

Ulf Arne Girhammar  
Lars Östlund

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 760101-7  
från Statens råd för byggnadsforskning till Avdelningen  
för konstruktionsteknik, Tekniska Högskolan i Luleå

Nyckelord:

stålkonstruktioner  
dimensionering  
dynamiska effekter  
överpåverkan  
fortskridande ras  
deformationer  
påkänningar  
stabilitet  
skadetålighet

UDK 624.014.2  
624.046

R3:1978

ISBN 91-540-2787-X

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

**LiberTryck Stockholm 1977**

## INNEHÅLLSFÖRTECKNING

### FÖRORD

1	INLEDNING	5
2	BAKGRUND	6
3	BEGREPP OCH PRINCIPER	12
4	DIMENSIONERINGSPRINCIPER VID ÖVERPÅVERKAN	17
5	DYNAMISKA EFFEKTER I ÖVERGÅNGSSKEDET	20
	5.1 Deformationsbrott	21
	5.2 Påkänningsbrott	26
	5.3 Lokalt stabilitetsbrott	27
	5.4 Globalt stabilitetsbrott	30
6	DISKUSSION	36
7	REFERENSER	38
	SAMMANFATTNING	40

## FÖRORD

Föreliggande skrift avser att översiktligt och kvalitativt beskriva några problem som aktualiseras i samband med överpåverkade stålkonstruktioner. Avsikten är att peka på de konsekvenser som blir följden av att beakta överpåverkningars dynamiska natur. Framställningen begränsar sig till huvudsakligen stålkonstruktioner, men principerna är i flera fall tillämpliga även på motsvarande konstruktioner av betong. Ändamålet med rapporten är dessutom att stimulera till en diskussion kring fortsatt forskning och utveckling i dessa frågor.

Värdefulla synpunkter på innehållet har lämnats av bl a tekn lic Sune Granström till vilken riktas ett varmt tack. Ett tack riktas också till flera kolleger vid och utom Högskolan i Luleå för givande diskussioner (se ref [9]).

Kap 1-3 har utarbetats av Girhammar medan kap 4-6 har utarbetats gemensamt av författarna.

Luleå i maj 1977

Ulf Arne Girhammar

Lars Östlund

En konstruktion dimensioneras normalt för de belastningar den förväntas bli utsatt för. Dock förekommer fall då påverkningen är oförutsedd eller så sällsynt att den därigenom ej beaktats vid utformningen. Denna s k överpåverknin g kan leda till brott i konstruktionen och bortfall av bärande element. Detta brott kan uppträda endast lokalt eller vara början till ett s k fortskridande ras. Det är naturligt att man önskar säkerställa sig mot att ett lokalt brott utbreder sig i konstruktionen till omfattande kollaps. Dimensioneringsprinciper för att förhindra uppkomst av sådant fortskridande ras har också lagts fram. För svenskt vidkommande återfinns sådana föreskrifter i Svensk Byggnorm 1975. Dessa dimensioneringsföreskrifter bygger väsentligen på statiska betraktelser. Bortfall av bärande element ur en konstruktion vid överpåverknin g sker dock ofta under mycket kort tid, vilket introducerar dynamiska förhållanden. Det är därför ej helt tillfredsställande att dimensioneringsprinciper av detta slag anges i olika normer utan att de dynamiska effekterna beaktats.

Föreliggande redogörelse över några dynamiska problem i samband med överpåverkningar inleds med en kortfattad historisk bakgrund och beskrivning av några grundläggande begrepp, definitioner och dimensioneringsprinciper. De dynamiska effekternas inverkan på konstruktionens bärförmåga och beteende diskuteras därefter, varvid dessa ställs i relation till bärförmågan och beteendet under motsvarande statiska förhållanden. Avslutningsvis diskuteras något konsekvenserna av att beakta de dynamiska effekterna i dimensioneringsprinciperna.

Studier av bärande konstruktioners verkningssätt efter s k bortfall av bärande element (se kap 3) intensifierades främst efter den uppmärksammade kollapsen av en byggnad i Ronan Point, London 1968 enligt fig 2.1 [1]. Det därefter starkt ökade internationella intresset för bärverks motståndsförmåga då de utsätts för s k extrema påverkningar och/eller överpåverkningar (se kap 3) har dock pågått om än i mindre omfattning sedan och i samband med andra världskriget, ja till och med än tidigare. Ovannämnda problem i samband med krigssituationer har därvid aktualitet vid dimensionering med hänsyn till säkerheten mot vapenverkan i fortifikatoriska anläggningar. På motsvarande sätt började man nu uppmärksamma liknande säkerhetsfrågor för civila bärverk.

Den omfattande byggnadskollapsen i Ronan Point, fig 2.1, orsakades av en gasexplosion i den 18:e våningen, som därvid slog ut väggarna i den i hörnet belägna lägenheten. Den därvid uppkomna lokala eller primära skadan (se kap 3), dvs bortfallet av de bärande hörnväggarna, orsakade dock, på grund av dålig förankring mellan väggar och bjälklag, att ovanförliggande våningar föll ned på underliggande våningsplan och fortplantade därmed skadan genom samtliga hörnlägenheter ner till markplanet.

Händelsen påvisade en ej helt klart förutsedd svaghet hos ett bärverk, nämligen benägenhet till s k fortskridande ras (se kap 3) i samband med en lokal skada. Det kan nämnas att explosionstrycket ej var av exceptionell styrka, men dock 30 å 40 gånger större än det vindtryck man normalt dimensionerar väggelementen för.





FIG 2.1 Byggnadsraset i Ronan Point, London 1968 [1].  
En explosion inträffade i 18:e våningen av  
det 22 våningar höga huset. Denna skada  
spred sig därefter längs hela hörnsidan.

Byggnaden i Ronan Point utgjordes av en betongelementstomme med bärande elementet av plattor och skivor. Ett bärverk uppbyggt av stålskelettstomme med bärande element av balkar och pelare visas i fig 2.2.

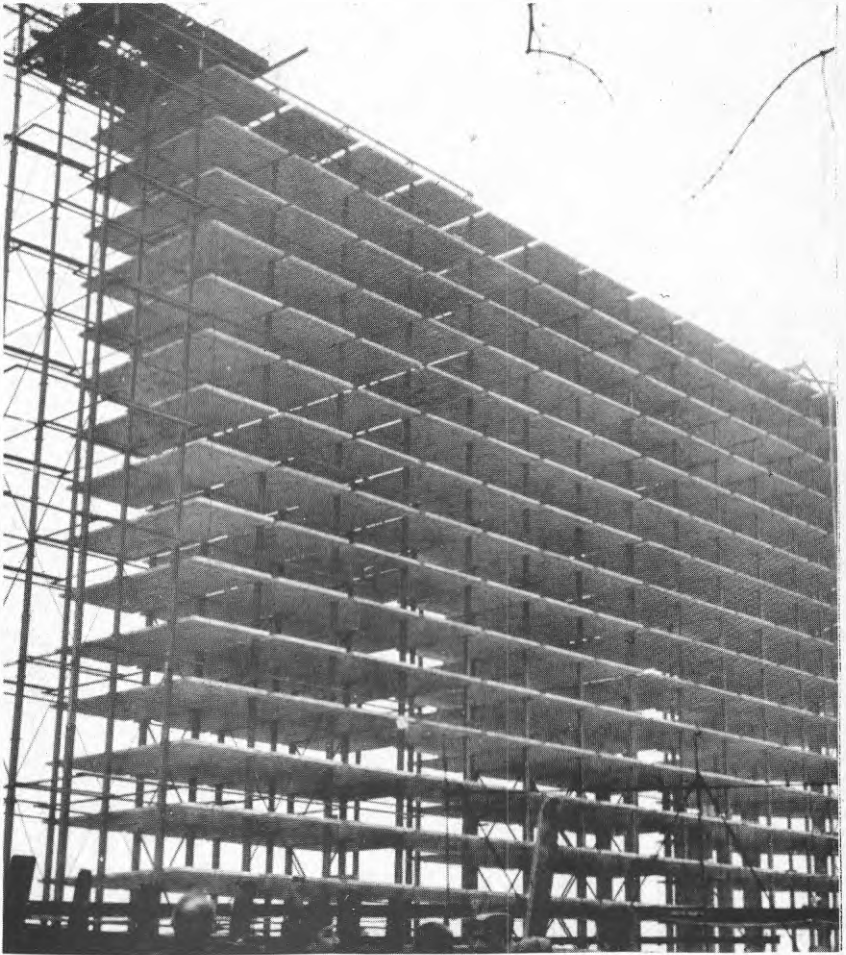


FIG 2.2 Bärverk med stålskelettstomme, Paris 1964 [1].

Genom en förmodad lokal skada i ett sådant bärverk kom skadan att fortskrida genom hela stålstommen med följd att bärverket helt raserades, se fig 2.3.



FIG 2.3 Stålbärverk helt raserat efter fortskridande skada, Paris 1964 [1].  
Flervåningsbyggnaden som var under uppförande och nästan färdig rasade långsamt och nästan ljudlöst samman till en hög av betong och stålrester.

För de båda ovanstående exemplen har den uppkomna lokala skadan fortplantat sig genom hela bärverket eller stor del av detta. Önskvärt vore att konstruktionen kunde utformas eller dimensioneras så att man förhindrar

uppkomst av lokal skada eller åtminstone så att skadan blir begränsad så som i fig 2.4. En explosion i hörnlägenheten i bottenplanet har visserligen skadat lägenheten ifråga men ej orsakat att skadan spridit sig genom byggnaden.



FIG 2.4 Byggnad efter bortfall av bärande element, men där skadan ej fortskridit, Algeriet [ 1 ] . En explosion i bottenvåningen har orsakat betydande skador i elementstommen utan att ovanförliggande byggnadsdelar skadats.

Det är önskvärt att kunna bemästra denna typ av extrema påfrestningar på konstruktioner, även om händelserna kan betraktas som sällsynta. Detta är speciellt angeläget eftersom omfattande materiella och personella skador kan bli följden.

En konstruktion påverkas normalt av olika typer av laster, deformationer och miljöfaktorer, eller kort uttryckt påverkningar [2]. Dessa påverkningar kan variera i tiden, till läget och till storleken. De kan dessutom vara vanligt eller sällsynt förekommande. En del påverkningar kan vara väl definierade, andra kan uppvisa stor spridning och åter andra kan vara mer eller mindre obestämda till sin natur.

När man vid traditionell dimensionering utnyttjar kriteriet

$$\text{BÄRFÖRMÅGA} > \text{PÅVERKNING} \quad (3.1)$$

beaktar man normalt endast vanligt och i viss mån sällsynt förekommande påverkningar [3]. Kriteriet bygger på förutsättningen att bärförmågan och påverkningen (och även beräkningsmetoden) kan anges på ett entydigt sätt. I praktiken är detta kriterium alltför strängt eftersom även normalt förekommande bärförmågor/påverkningar uppvisar icke försumbar spridning och osäkerhet. Det är därför nödvändigt att tillämpa säkerhetsfaktorer, ange i statistisk mening med vilken sannolikhet kriteriet är uppfyllt eller på annat sätt modifiera dimensioneringskriteriet (3.1).

De påverkningar som uppträder med så ringa sannolikhet att de vanligtvis ej beaktas vid dimensioneringen brukar benämnas överbåverknningar (excessive or abnormal loadings) och kan t ex utgöras av [4,5]

- 1) Explosioner och vapenverkan
- 2) Påkörningar och oavsiktliga stötar
- 3) Oförutsedda sättningar
- 4) Material-, konstruktions- och utförandefel

Även om dessa påfrestningar är extrema önskar man normalt på något sätt bemästra eller gardera sig mot dem. Man kan, förutom att vidta sådana åtgärder som minskar risken för uppträdande överpåverkningar, beakta dimensioneringskriteriet (3.1) enligt följande

- 1) Ej uppfylla kriteriet och låta de sällsynta överpåverkningarna orsaka total kollaps
- 2) Delvis uppfylla kriteriet och begränsa skadeverkningarna lokalt
- 3) Helt uppfylla kriteriet och eliminera skadorna

Den första principen innebär att problemet anses vara så osannolikt att man kan tillåta att kollaps får inträffa i de enstaka fall det är fråga om. Dock kan ungefär vart 20:e bärverk under sin funktionstid förväntas bli utsatt för någon typ av överpåverkning [1]. Överpåverkningar anses därför utgöra en alltför beaktansvärd risk för att ur mänsklig och byggnadstraditionell synpunkt kunna negligeras med hänsyn till de omfattande materiella och personella skador som kan bli följderna.

Den andra principen innebär att en överpåverkning tillåts åstadkomma en lokal eller primär skada (se nedan) men att skadan inte får utbreda sig till att omfatta hela eller stora delar av konstruktionen. Inträffade kollapser har klargjort att överpåverkningar trots sin sällsynthet inte kan förbises och därmed att krav på utformning för att förhindra omfattande skadeverkningar är angelägna.

Enligt den tredje principen söker man dimensionera konstruktionen så att den även lokalt kan motstå en överpåverkning. På grund av att det ofta är fråga om extremt stora påfrestningar leder detta dimensioneringskriterium till en mer eller mindre orimligt

kraftig utformning och det är därför mycket tveksamt om man kan ställa så höga krav.

Det förefaller endast vara princip 2 och 3 som skulle kunna komma ifråga, varvid den andra principen därvid får betraktas som den ekonomiskt enda realistiska. Den internationellt rådande uppfattningen om åtgärder mot överpåverkningar sammanfaller med den andra principen.

Denna internationellt accepterade princip att behandla överpåverkningar så att viss skada får uppträda utan att detta leder till att totalsäkerheten äventyras, innebär att man tillåter uppkomst av lokal eller primär skada (local or primary damage), som leder till bortfall av bärande element inom ett primärt skadeområde. Med primär skada förstås alltså att en konstruktionsdel förlorar sin bärande funktion som direkt följd av överpåverkning (t ex genom påkörning avslagen pelare).

Andra delar av bärverket får därvid inte drabbas av svåra skador utan den primära skadan måste begränsas till det primära skadeområdet. Den lokala skadan får alltså ej fortplanta sig genom konstruktionen och orsaka fortskridande ras (progressive collapse). Med fortskridande ras avses då i allmänhet den typ av kollaps som inleds med en begränsad skada men som på grund av konstruktionens utformning successivt utvecklas till kollaps av hela konstruktionen eller en större del av den.

Ett bärverk bör dimensioneras så att risken för fortskridande ras som följd av lokal överpåverkning är liten. Detta innebär att man måste utforma konstruktionen med extra säkerhet eller tillförsäkra konstruktionen skadetålighet (damage endurance or fail safe behaviour) [5]. Med ett bärverks skadetålighet menas alltså förmågan att kunna begränsa och överbrygga en lokal skada.

Vid traditionell dimensionering ställs krav på bärande konstruktioner i [2]



- 1) Bruksgränstillståndet
- 2) Brottgränstillståndet

varvid för brukstillståndet i första hand avses begränsningar av deformationer och sprickbildningar och för brottillståndet att brott inte skall uppträda med någon viss säkerhetsmarginal eller sannolikhet. Båda dessa krav avser den intakta konstruktionen. Ett bärverks skadetålighet tillgodoses inte utan vidare genom de säkerhetsmarginaler som gäller felfria konstruktioner. För att tillförsäkra bärverket skadetålighet måste krav också ställas i s k

### 3) Kollapsgränstillståndet

vilket också benämnes gränstillståndet för fortskridande ras. Kravet avser den defekta konstruktionen och innebär därför en kontroll av att konstruktionen, berövad ett visst eller vissa konstruktionselement, inte kollapsar. Kollapsgränstillståndet är alltså uttrycket för principen att begränsa, men inte eliminera lokal skada.

De vägledande principerna vid åtgärder mot fortskridande ras är att skadan på konstruktionen vid överpåverkning dels skall stå i rimlig proportion till överpåverkningens omfattning och dels till konsekvenserna av en kollaps [6]. Konsekvenserna av uppkomst av brott eller kollaps i en konstruktion kan anges i tre säkerhetsklasser i följande ordning [2]

- 1) Begränsade materiella skador
- 2) Personskador eller omfattande materiella skador
- 3) Omfattande personskador eller mycket omfattande materiella skador

Fordringar på bärverk att uppfylla krav i kollapsgränstillståndet gäller i första hand för säkerhetsklass 3, men även klass 1 och 2 kan ibland komma ifråga.

För att en konstruktion skall vara skadetålig fordras naturligtvis en bär- eller deformationsförmåga utöver

minimianspråken för totala intakta konstruktionen [5]. Man kan tala om konstruktionens reservkapacitet. Olika typer av bärverk uppvisar olika grad av "naturlig" reservkapacitet men ju längre optimering av dimensioneringen drivs desto lägre reservkapacitet finns i konstruktionen. Med de förfinade dimensioneringsmetoder och effektiva materialutnyttjande som existerar idag krävs därför en kontroll även av den defekta konstruktionen, vilket kraven i kollapsgränstillståndet är ett uttryck för.

De grundläggande åtgärderna för att tillförsäkra en konstruktion skadetålighet är att utforma bärverket med

- 1) Överstyrka
- 2) Redundans
- 3) Deformationsförmåga

Dessa begrepp beskriver inbördes oberoende egenskaper som var för sig lika väl som i kombinationer ökar skadetåligheten. Med överstyrka (overstrength) avses konstruktionens förmåga att uppta överlast, dvs att uppta de extralaster som uppträder när närliggande delar går sönder. Med redundans (redundancy, hyperstaticity) avses konstruktionens statistiska överbestämning, dvs att konstruktionselementen är kontinuerliga, sammanhållna och förankrade. Redundansen fördelar och sprider ut uppträdande krafter när deformationer och rörelsemängder, uppkomna p g a lokal skada, skall tas upp. Genom konstruktionens redundans minskar anspråken på överstyrka hos det enskilda elementet. Deformationsförmåga eller duktilitet (deformation capacity or ductility) avser seghets- och tøjbarhetsegenskaper hos både element och förband. Deformationsförmågan ingår som den ena faktorn i produkten kraft x väg när det gäller att fånga in rörelser och reducerar alltså anspråken på kraft och överstyrka. Deformationsförmågan underlättar dessutom utvecklandet av redundans i konstruktionen. Redundans tillsammans med tillräcklig deformationsförmåga möjliggör nya funktionssätt såsom linbärverkan (catenary action), som många gånger kan vara helt avgörande för att kunna klara konstruktionen efter ett lokalt brott.

För att kunna tillgodose kravet på bärverks utformning enligt principen att lokala brott kan uppträda utan att säkerheten i stort äventyras (fail-safe principen) som finns uttryckta i föregående kapitel i form av skadetålighet, kollapsgränstillstånd etc kan man tänka sig olika tillvägagångssätt vid dimensioneringen. På grund av problemets komplexa natur och många osäkra faktorer, såsom överpåverkningens storlek, läge, utbredning, tidsberoende och bärverkets beteende m m, är schematiseringar nödvändiga. Flertalet sådana faktorer är ej givna från början. De aspekter vi här närmast skall beröra hänför sig till huruvida det lokala brottet i konstruktionen medför statistiska eller dynamiska förhållanden.

En dimensioneringsprincip för att förhindra fortskridande ras enligt statistiskt betraktelsesätt är principen om alternativt bärande system (alternate path). Härvid avses att konstruktionen dimensioneras så att en lokal skada, dvs bortfall av ett eller flera bärande element, kan överbryggas genom ett alternativt bärsystem. Dimensioneringsprincipen innebär följaktligen kontroll av konstruktionens bärförmåga i två stadier. Konstruktionen dimensioneras först i sitt oskadade skick, det ursprungligt bärande systemet (fig 4.1a) och sedan i sitt skadade skick, det alternativt bärande systemet (fig 4.1b).

Vid dimensionering av det alternativa systemet tillåts normalt kraftiga deformationer och omfattande materiella skador samtidigt som belastningar och säkerhetsmarginaler väljs lägre. Huvudsaken är att konstruktionen inte stör tar samman. För att man på detta sätt skall kunna dimensionera den defekta konstruktionen förutsätts att den överpåverkning som orsakade den lokala skadan försvinner i samband med att skadan uppkommer. Detta är t ex fallet då skadan orsakas av påkörning, explosion och liknande påverkning, men gäller inte alltid om orsaken t ex är extremt hög vindlast.

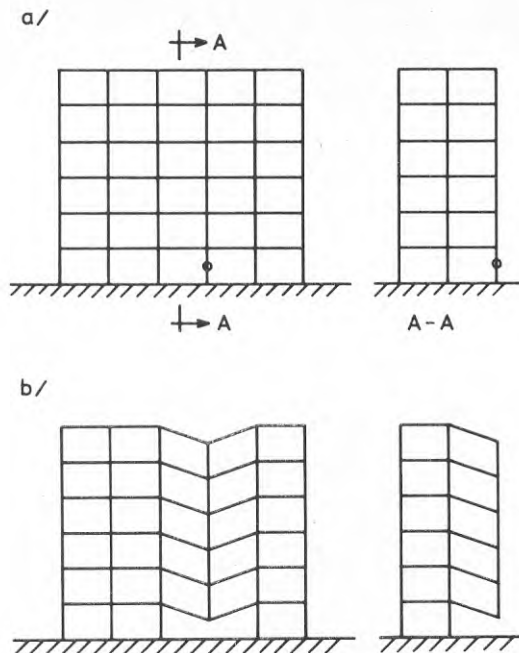


FIG 4.1 Ursprungligt (a) och alternativt (b) bärande system [7].

Det statiska betraktelsesättet med alternativt bärande system bygger på studier av konstruktionens beteende före och efter den primära skadans uppkomst. Man tar därvid alltså inte hänsyn till övergången mellan dessa två tillstånd. Men på grund av att överpåverkningen ofta är snabb till sin karaktär (t ex påkörning, explosion) kommer den primära skadan att uppstå under kort tid. Detta medför att det bärande elementet bortfaller snabbt och introducerar därvid dynamiska förhållanden i konstruktionen. Det finns alltså ett skede under vilket det bärande systemet ofta under kort tid skall förändras från det ursprungliga till det alternativa systemet, det dynamiska övergångsskedet, se fig 4.2.



FIG 4.2 Dynamiskt övergångsskede mellan det ursprungliga (a) och alternativa (b) bärande systemet

Den primära skadan uppkommer ofta så snabbt att dynamiska effekter inte kan försummas. Som exempel på överpåverkningars snabba tidsförlopp kan nämnas att en stöt från ett påkörande fordon kan pågå under 0.5 sek, impulser vid gasexplosioner 0.1 sek och belastningar vid detonation av sprängämnen under några hundra sekunder eller mindre [8]. De dynamiska tröghetskrafterna kan bli betydande då det rör sig om så korta tidsförlopp, tillsammans med stora medföljande massor. Uppträdande krafter och deformationer kan därför bli väsentligt större om de dynamiska effekterna beaktas, än motsvarande storheter beräknade för den defekta konstruktionen i statiskt avseende. Tröghetskrafterna verkar dock samtidigt återhållande och fördröjande på brottutvecklingen, vilket kan hjälpa konstruktionen att överleva det dynamiska övergångsskedet. Vilken effekt som blir avgörande är inte givet på förhand.

Det är fullt möjligt att en konstruktion klarar sin bärande funktion både vad gäller det ursprungliga och det alternativa systemet, men inte klarar det dynamiska övergångsskedet utan kollapsar innan det alternativa bärande systemet trätt i funktion. Det vore därför värdefullt att kunna inkludera dessa dynamiska effekter i beräkningsprincipen eller på annat sätt beaktas deras inverkan. Det är idag inte känt i vad mån det dynamiska övergångsskedet är dimensionerande för konstruktionens säkerhet.

Dynamiska belastningar på en konstruktion ger upphov till andra påkänningar, deformationer och instabilitetsvillkor än vad motsvarande belastningar betraktade som statiska ger. I det följande diskuteras för några valda exempel de dynamiska förhållanden som kan uppkomma under det dynamiska övergångsskedet. De valda exempel som studeras avser i första hand konstruktionselementens beteende i närheten av det bortfallna elementet, dvs inom det primära skadeområdet [9]. De valda exemplen är endast schematiska och avser inte ge några direkta resultat utan endast illustrera möjliga dynamiska effekter.

Konstruktionen förutsättes vara dimensionerad så att såväl det ursprungliga systemet som det alternativa systemet (efter bortfall av bärande element) kan bära förekommande laster. Det enda problem som diskuteras här är konstruktionens möjlighet att överleva det dynamiska övergångsskedet mellan de stadier då det ursprungliga och det alternativa systemet fungerar för statiskt verkande laster. Det alternativa bärsystemet tjänstgör som referenssystem. Framställningen utgår vidare ifrån i första hand ett elastiskt-idealplastiskt beteende hos material och element. Inverkan av tøjhårdning kommenteras dock något i beskrivningen.

En kollaps under övergångsskedet kan ske direkt eller som följd av successivt uppkommande lokala skador. Den direkta orsaken till kollapsen kan vara av flera slag varav följande torde vara de som i första hand kan förväntas.

- 1) Deformationsbrott
- 2) Påkänningsbrott
- 3) Lokalt stabilitetsbrott
- 4) Globalt stabilitetsbrott

Någon skarp skillnad finns inte mellan fall 1 och 2. Fall 1 kan uppkomma då materialets tøjningsförmåga uttömts eller t ex då en balk fått så stora deformationer att upplagslängden blivit otillräcklig.

Fall 2 gäller i första hand spröda material och är ett förhållande som under ogynnsamma omständigheter även kan råda för sega konstruktionsstål.

Med lokalt stabilitetsbrott avses brott pga fläns- eller livbuckling. Globalt stabilitetsbrott avser stabilitetsbrott för konstruktionselementet som helhet såsom knäckning och vippning. Någon skarp skillnad mellan fallen 3 och 4 finns inte heller. Vid dynamiska förhållanden finns dock den skillnaden att tröghetskrafternas inverkan är större vid global instabilitet, pga den stora massa som sätts i rörelse, än vid lokal instabilitet. Den skillnaden kan ha betydelse med hänsyn till den tid det åtgår för ett stabilitetsbrott att utvecklas.

Det mest gynnsamma brottkriteriet är deformationsbrott i form av att materialets töjningsförmåga uttömts. Uppnådd brottöjning utgör en övre gräns för utnyttjbar deformation [10]. Instabilitet och sprödhet medför vanligen att brott uppnås vid lägre påkänning eller deformation än vad materialet normalt tål. Var och en av nämnda brottyper illustreras och diskuteras härnäst.

### 5.1 Deformationsbrott

Betrakta som exempel stålkonstruktionen i fig 5.1, med genomgående balk fritt upplagd vid ytterpelarna.

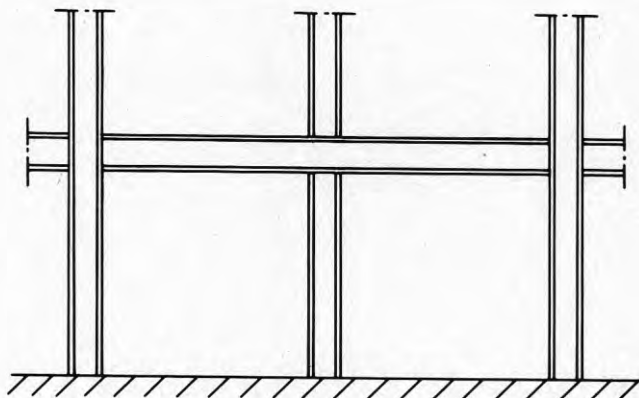


FIG 5.1 Stålkonstruktion

Om mittpelaren i en sådan konstruktion blir utsatt för en påverkan som medför att den skadas i sådan omfattning att dess bärförmåga försvinner uppkommer det fall som visas i fig 5.2. Reaktionskraften  $R$  minskar därvid till noll under kort avlastningstid  $t_a$ .

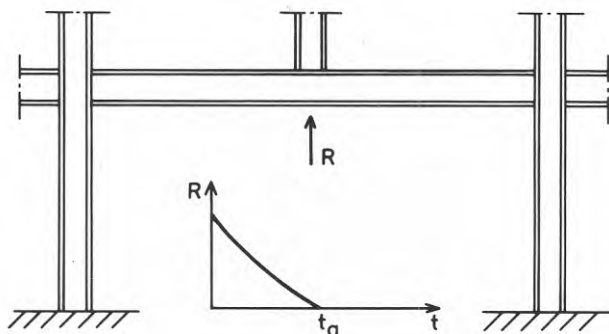


FIG 5.2 Pelarbortfall i stålkonstruktion

En enkel modell av ovanstående konstruktion visas i fig 5.3. Den på balkarna vilande lasten betecknas  $q$ , facklängden är  $l$  och stödreaktionerna  $R_s$  utgör de kvarstående pelarkrafterna.

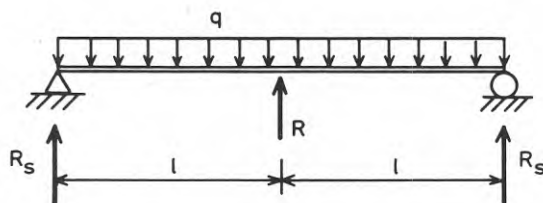


FIG 5.3 Trestödsbalk vid stödbortfall

Den avtagande reaktionskraften vid mittstödet utgör den dynamiska belastning som tillsammans med balkens vidhängande last förmår sätta systemet i rörelse. Ett sådant fall har tidigare analyserats med antagande om elastiskt-idealplastiskt moment-krökningssamband [11]. Balken har dimensionerats statiskt för aktuell last  $q$  utan mittstöd med hänsyn till genomplasticeringsmomentet reducerat



med avseende på en viss säkerhetsfaktor. Det dynamiska deformationsförloppet visas i fig 5.4 [11, 12]. Balkens nedböjning i mittsnittet ( $y$ ) har avsatts som funktion av tiden ( $t$ ) för olika förhållanden mellan avlastningstiden ( $t_a$ ) och egensvängningstiden ( $T$ ) ( $T$  beräknad på balken utan stöd).

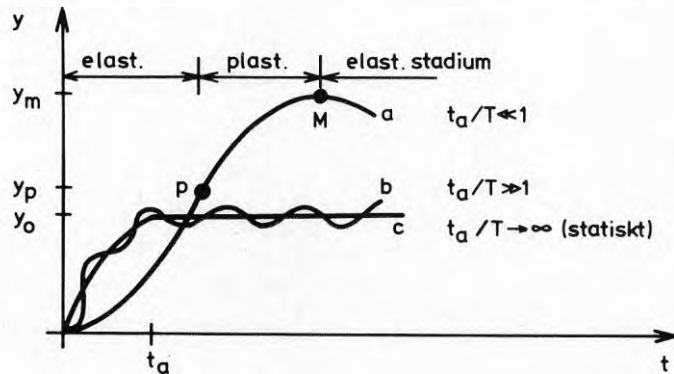


FIG 5.4 Mittdeformationen hos trestödsbalk vid stödbortfall

Den för aktuell last maximala statiska utböjningen anges med  $y_0$ . Som framgår av figur 5.4 är deformationsförloppet starkt beroende av förhållandet  $t_a/T$ . För t ex en I-balk HE 550 A med längden  $l = 8$  m och vid en avlastningstid  $t_a = 0.1$  sek är förhållandet  $t_a/T = 0.16$ , vilket medför ett kraftigt dynamiskt beroende enligt kurva a. Vid punkt P på kurva a uppnår mittmomentet genomplasticeringsmomentet och flytning inträder under ökande deformation. Även om momentet inte ökar, åtgår dock energi för deformationen, och rörelseenergin och därmed hastigheten minskar så att nedböjningen uppnår ett maximalt värde, punkt M. Därefter kommer balken att vända och svänga tillbaka under elastiska förhållanden.

Den maximala nedböjningen  $y_m$  kommer alltid att överskrida den för aktuell last maximala statiska utböjningen  $y_0$ . Det dynamiska deformationstillskottets beroende av relativa avlastningstiden visas i fig 5.5.

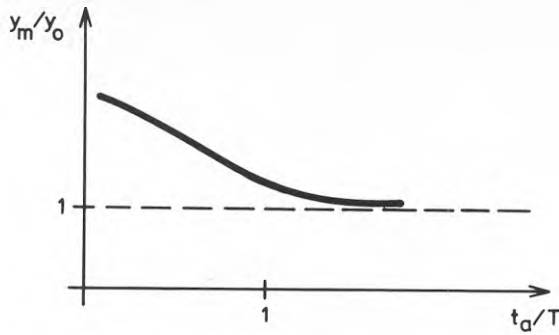


FIG 5.5 Dynamiskt deformationstillskott vid olika relativa avlastningstider

En förutsättning för att balkens deformationer skall kunna uppbromsas och elastisk återsvängning äga rum är att det maximala momentet av lasterna verkande som statiska är mindre än balkens genomplasticeringsmoment. Med andra ord måste aktuell last vara mindre än maximal statisk last. Om detta inte är fallet frigörs energi vid deformationen och balkens nedböjning ökar fortlöpande utan gräns enligt fig 5.6 [11, 13]

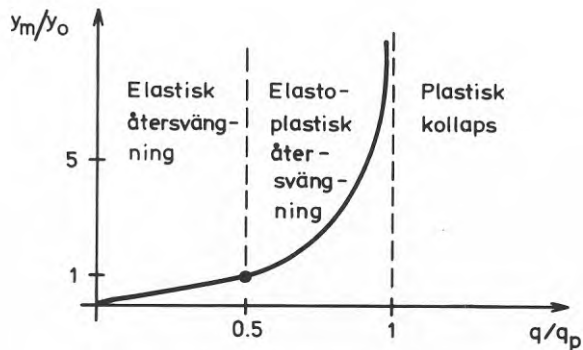


FIG 5.6 Dynamiskt deformationstillskott vid olika förhållanden mellan aktuell last ( $q$ ) och maximal statisk last ( $q_p$ )

I det valda exemplet har balken enligt fig 5.3 förutsatts påverkad genom ett rent böjande moment. Om balken vid upplagen är mer eller mindre förhindrad att röra sig i sin längsriktning (pga infästningsanordning och bjälklagsplatta) uppkommer dragkrafter (N) enligt fig 5.7.

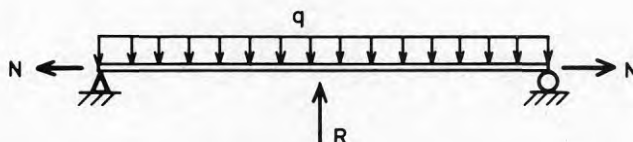


FIG 5.7 Trestödsbalk vid förhindrad axialförskjutning

Balken påverkas då av kombinerade böjmoment och normalkrafter. Vid stora nedböjningar hos balken kan dessa dragkrafter ha en gynnsam effekt av stor betydelse [14]. Vid närvaro av dragkrafter och tillräckligt stora deformationer kan reversering av den tryckta zonens påkänningar ske. I extrema fall kan balken bilda ett hängbärverk som väsentligen bär genom dragkrafter. Detta förutsätter dock att även infästningsanordningarna har tillräcklig bär- eller deformationsförmåga. Förutom linbärverkan utgör även materialets töjhärdningsförmåga en väsentlig bärförmågereserv.

Med de förutsättningar som legat till grund för det diskuterade exemplet skulle det ur påkänningssynpunkt vara tillräckligt att dimensionera balken utan mittstöd och för aktuell last verkande som statisk. Momentet i balken uppnår det maximalt möjliga värdet, genomplastiseringsvärdet, men brott uppträder inte om balken har tillräcklig deformationsförmåga. Dessa deformationer måste dock beaktas med hänsyn till dynamiska förhållanden, eftersom de väsentligt kan överskrida de statiskt beräknade. Om konstruktionens deformationsförmåga är tillräcklig reduceras således dimensioneringsproblemet till ett

statistiskt påkänningsproblem kopplat med en sådan konstruktiv utformning att stora deformationer kan tas upp. Det är dock inte på förhand givet att deformationskapaciteten är tillräcklig. Dessutom är, för nämnda exempel, betraktelsesättet starkt förenklat eftersom bl a linbärverkan och töjhårdning inte beaktats. Det är därför nödvändigt att klargöra konstruktionens beteende med hänsyn till dynamiska förhållanden.

Även om materialets deformationskapacitet skulle vara tillräcklig begränsar dock instabilitetsfenomen och i ogynnsamma fall spröda brott konstruktionens förmåga att plasticeras och därmed absorbera de stora dynamiska deformationerna. Dessa förhållanden diskuteras härnäst.

## 5.2 Påkänningsbrott

Stålkonstruktioner fungerar normalt segt i ett brottstadium om det inte är fråga om stabilitetsbrott. I ogynnsamma fall kan emellertid spröda brott uppkomma exempelvis vid lokala försvagningar. Moment-krökningssambandet för ett sådant fall visas i fig 5.8.

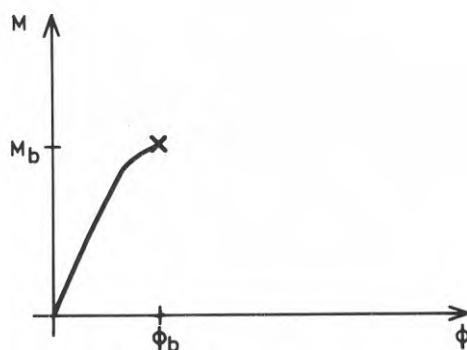


FIG 5.8 Moment-krökningssamband vid sprött stål

Detta fall kan analyseras på motsvarande sätt som fallet beskrivet i avsnitt 5.1 (om de spröda egenskaperna antas föreligga i mittnittet). På motsvarande sätt som för deformationerna kommer det maximala momentet  $M_m$  alltid att överskrida motsvarande maximala statiska moment  $M_o$ , jämför fig 5.5. Detta gäller dock under förutsättning att maximala momentet är mindre än sprödbrottmomentet  $M_b$ , eftersom några nämnvärda plastiska deformationer inte kan upptas. Vid linbärverkan kan gälla samma sak för de axiella dragkrafterna som för momenten. Om spröda förhållanden skulle vara vanliga i byggnader skulle detta medföra att elastisk analys skulle vara tillräcklig.

Det är fullt klart mot bakgrund av detta exempel, att om pelarbortfallet sker under kort tid i förhållande till balkens egensvängningstid erhålls en betydande dynamisk effekt. En beräkning av konstruktionen utan mellanstöd under statiska förhållanden ger ingen garanti för att den klarar det dynamiska övergångsskedet. Det kan dessutom ofta vara missvisande att jämföra statiska och dynamiska förhållanden eftersom beteendena är av skilda slag. Det är därför nödvändigt att utföra en dynamisk analys för att utröna konstruktionens kapacitet.

### 5.3 Lokalt stabilitetsbrott

Vid de flesta bucklingsfenomen kan den teoretiska bucklingslasten, beräknad under förutsättning av små deformationer, överskridas betydligt innan brott inträffar, varvid den plåt som bucklas befinner sig i det överkritiska området. För en sådan plåt enligt fig 5.9a visas spännings-töjnings sambandet i fig 5.9b.

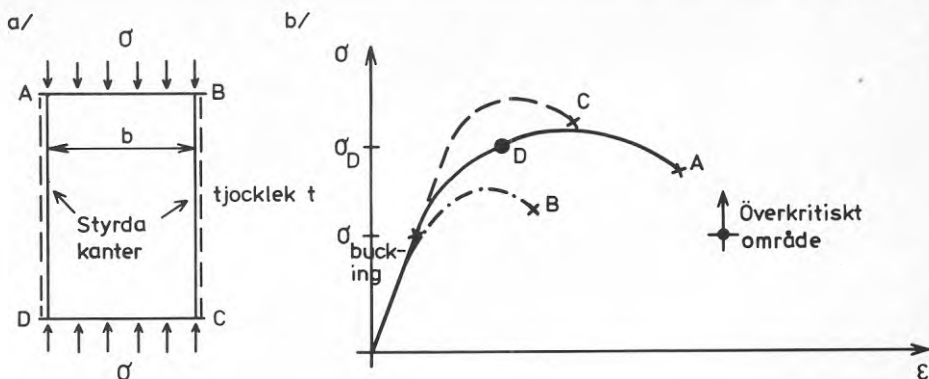


FIG 5.9 Spännings-töjningssamband för tryckt plåt

Kurvornas utseende beror väsentligen på plåtens bredd/tjockleksförhållande ( $b/t$ ) och på typen av kantstyrkning (randvillkor). Vid fixerade ränder (AD och BC) blir det överkritiska området betydande (kurva A) medan det vid eftergivliga kanter avtar (kurva B). Vid lägre  $b/t$  förhållande och fixerade ränder höjs bucklingslasten medan töjningsförmågan avtar (kurva C) [15].

Livbuckling kan representeras av kurva A, eftersom livet i en I-balk i hög grad är styrt genom flänsarna. Flänsarna däremot har åtminstone en kant fri varför flänsbuckling utvecklar sig närmast enligt kurva B eller C. I en I-balk kommer båda bucklingsfenomenen att inverka på varandra vilket medför försämrade bucklingsvillkor.

Vid dimensionering mot livbuckling utnyttjar man ofta livet i stålbalcken till ungefär den teoretiska bucklingslasten eller i vissa fall t o m något mer. I det alternativa system som tänkes uppkomma efter en lokal skada kan man anta att den bärförmågereserv som finns i det överkritiska området utnyttjas fullt ut eller åtminstone nästan upp till maximivärdet. Om man antar att bärförmågan utnyttjas till punkt D enligt fig 5.9 finns en liten reserv ifråga om kraft men en stor reserv ifråga om deformation. Det är möjligt att de stora deforma-

tioner som uppträder vid bucklingens utveckling i det överkritiska området skulle kunna ge samma förhållanden för konstruktionsdelen som helhet, som de stora deformationer som uppkommer på grund av lokal flytning i materialet. Detta leder till att inverkan av livbucklingen på en konstruktionsdels moment-krökningssamband kan representeras såsom visas i fig 5.10 (kurva A).

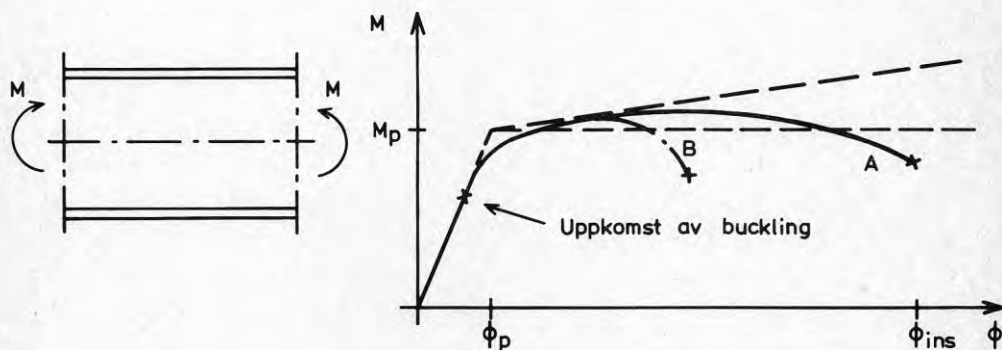


FIG 5.10 Moment-krökningssamband vid buckling

En stor deformationsreserv skulle då möjliggöra energiupptagning vid i stort sett konstant last på livet, dvs förhållandena skulle bli likartade dem som behandlats i avsnitt 5.1.

I många fall borde det finnas möjligheter att dimensionera det alternativa systemet så att man utnyttjar det överkritiska området på sådant sätt att det finns en deformationsreserv varigenom brott till följd av buckling skulle kunna undvikas. Detta förutsätter att uppträdande töjningar eller krökningar kan beräknas vara mindre än kapaciteten. Med hänsyn alltså till det ofta betydande överkritiska område som finns och till en viss grad tröghetskrafternas fördröjande inverkan på utvecklingen av livbucklingen bör inte denna buckling behöva menligt inverka på stålelementets förmåga att uppta stora plastiska deformationer.

Vid flänsbuckling blir förhållandena i allmänhet inte lika gynnsamma som vid livbuckling. När flänsbuckling har uppträtt finns normalt inte samma grad av deformationsförmåga kvar som vid livbuckling, se fig 5.10 (kurva B). Tröghetskrafterna inverkar dock gynnsamt i det att de vill förhindra utbildandet av bucklingsdeformationerna. Möjligen skulle dessa förhållanden kunna förhindra att brott hinner utbildas innan balken når återsvängningspunkten (punkt M i fig 5.4). Men eftersom det är liten massa involverad vid flänsbuckling kan effekten av tröghetskrafterna inte förväntas vara betydande. Konstruktionselementets förmåga att klara det dynamiska övergångsskedet med hänsyn till flänsbuckling beaktad enbart ur statisk synpunkt torde därför i många fall kunna betraktas som tveksam. Gränskrökningen  $\phi_{ins}$  vid flänsbuckling kan få en avgörande betydelse. Men endast en dynamisk analys kan ge besked om dessa förhållanden.

#### 5.4 Globalt stabilitetsbrott

Med globalt stabilitetsbrott avses här brott pga vippning av balk eller knäckning av pelare. För att exemplifiera förhållandena vid vippning (kantring) av balk väljes här den tidigare betraktade trestödsbalken enligt fig 5.3. Spännings-töjningssambandet och moment-kröknings-sambandet förutsättes vara elastiskt-idealplastiskt. Vid stödbortfallet erhålles en mittnedböjning enligt fig 5.4, kurva a. Balkens överfläns blir under deformationsförloppet utsatt för en stukning (fig 5.11a) som varierar motsvarande mittnedböjningen enligt fig 5.11b, varvid antagits att stukningen är lika för hela flänsbredden. Vid punkten P inträder flytning och vid M uppnås maximistukning.



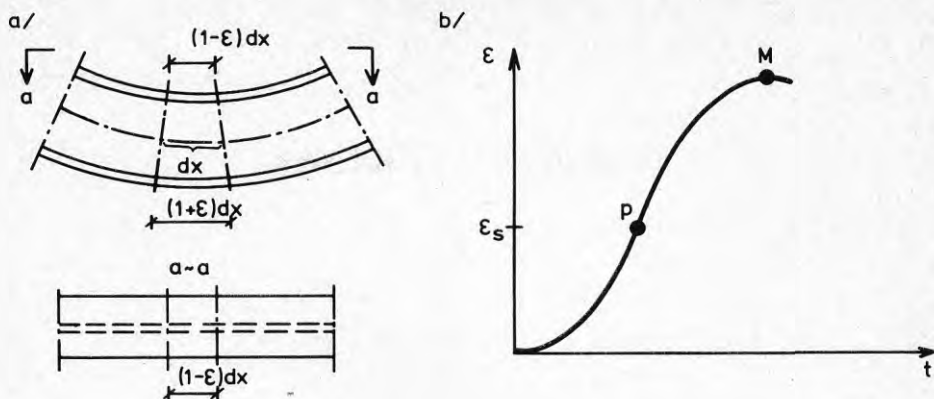


FIG 5.11 Likformig stukning av balkens överfläns (a) och dess tidsförlopp (b)

Förloppet enligt fig 5.11 gäller enbart om balkens överfläns inte deformerar i sidled. Under denna förutsättning om icke sidodeformation blir förhållandena så som de beskrivits i avsnitt 5.1 angående deformationsbrott. Om däremot balken inte är förhindrad att deformerar i sidled kan vippning uppträda. Vid böjning i sidled pga vippning blir töjningarna vid överflänsens kanter olika (fig 5.12a) och förändras med tiden enligt fig 5.12b.

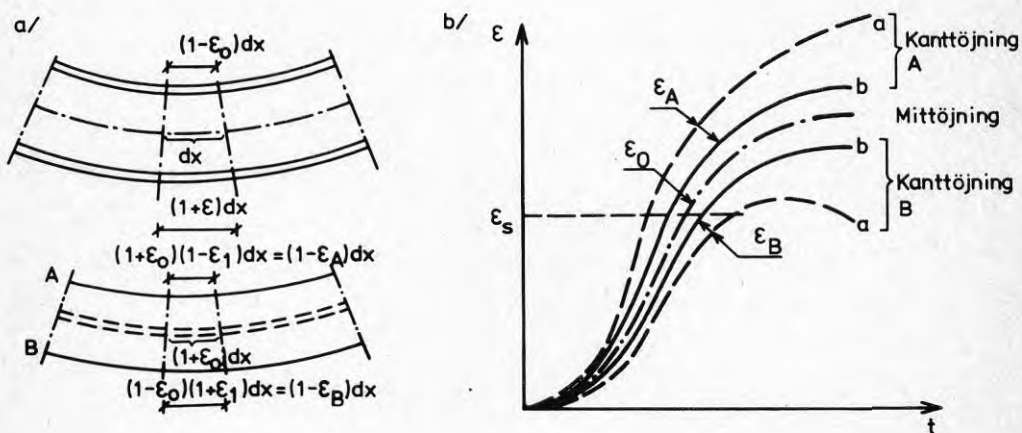


FIG 5.12 Olikformig stukning av balkens överfläns (a) och dess tidsförlopp (b)

Vid stor utböjning i sidled gäller de samband mellan töjningar och tid som anges av kurvorna a. Vid en mindre utböjning i sidled beskrivs töjningarna av kurvorna b.

Om vippningsfenomenet förenklas till att innebära ren böjning i sidled utan kopplade vriddeformationer kan följande slutsatser dras. Vid fallet a enligt fig 5.12 sker en avlastning i överflänsen (kant B), dvs den av balkens sidodeformation orsakade töjningen  $\epsilon_1$  är större än motsvarande av vertikaldeformationen orsakade stukningen  $\epsilon_0$ . Balkens sidostyvhet i detta snitt bestäms därvid på motsvarande sätt som vid statisk last av den s k dubbelmodulen.

För fallet b sker pålastning över hela flänsbredden och med elastiskt-idealplastiskt spännings-töjningssamband får överflänsen ingen styvhet i sidled då stukningen överskrider plasticitetsgränsen  $\epsilon_s$ . Mot en viss töjningshastighet  $d\epsilon_0/dt$  för enbart vertikaldeformationen svarar således en viss största hastighet för töjningsskillnaden  $d(\epsilon_B - \epsilon_A)/dt$  för vilken överflänsens böjstyvhet i sidled är noll. Vid större hastighet för töjningsskillnaden skulle sidodeformationen bli dominerande med avlastning i en del av överflänsen som följd och fallet skulle återföras till a. Med andra ord innebär detta att mot viss hastighet  $dy/dt$  hos vertikaldeformationen svarar en största hastighet  $du/dt$  för flänsens sidoutböjning som är möjlig utan sidoböjmotstånd hos flänsen. Detta skulle kunna innebära att balken kollapsar genom vippning vid en last som den vid statisk betraktelse skulle klarat (de dynamiska deformationerna kan ge stukningar betydligt över plasticitetsgränsen). Om så är fallet och en beräkning med hänsyn till risken för vippning hos det alternativa systemet (efter lokal skada) utförs för statisk last kan resultatet bli missvisande. Vad som i ett sådant fall kan rädda konstruktionen är att tröghetskrafterna ger ett motstånd mot utböjning av flänsen som kan vara tillräckligt för att hindra stora utböjningar under den tid som erfordras för att

balkens nedböjning skall vända, dvs för att punkt M i fig 5.4 skall nås. Efter det att balken vänt inträder avlastning i hela flänsbredden och böjstyvheten i sidled ökar markant. Problemet gäller således om balken kan överleva det skede som representeras av punkterna P och M i fig 5.4. Studier vid motsvarande förhållanden för pelare, som utsätts för en snabbt ökande tryckkraft, har utförts [16]. Där visas att pelaren pga tröghetskrafterna kan motstå krafter över den teoretiska knäckningslasten under korta tider. Motsvarande effekt av tröghetskrafterna bör erhållas för det här relaterade exemplet. Med hänsyn till tøjhårdning erhålles naturligtvis ett större sidoböjmotstånd som kan vara av stor betydelse.

Den ovan förda diskussionen gällde vippning av balk genom att överflänsen böjt ut i sidled. Ofta är överflänsen stagad i sidled. Förhållandena kan emellertid även tillämpas på en kontinuerlig balk där underflänsen är tryckt invid stöden. Stabilitetsbrott i form av böjning av underflänsen i sidled kan därvid uppkomma. Frågan är här om det dynamiska förloppet kan leda till stabilitetsbrott med andra och ogynnsammare kriterier än de som gäller vid statiska förhållanden. Inverkan av de avsevärda dynamiska tillskottsdeformationer som kan uppträda motverkas av tröghetskrafternas inverkan. Vilken effekt som bestämmer konstruktionens kapacitet kan inte avgöras utan en närmare dynamisk analys.

Fallet knäckning av pelare kan illustreras med utgångspunkt från den enkla modellen enligt fig 5.13a. Pelarkraften  $R_s$  härrör därvid från stödreaktionen för balkmodellen enligt fig 5.3 och dess antagna tidsförlopp visas i fig 5.13b.

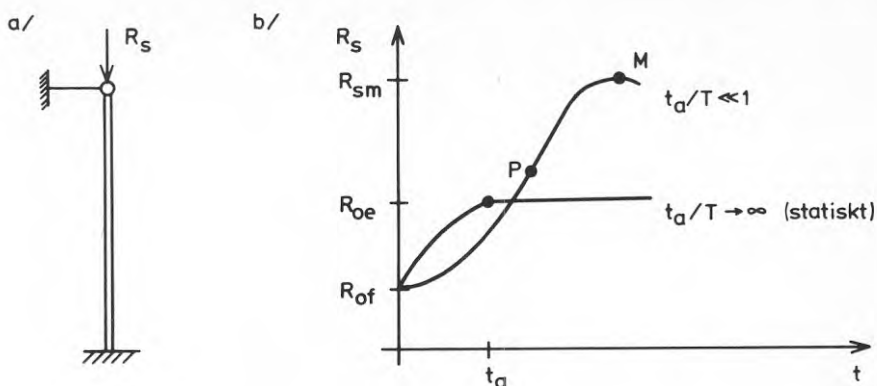


FIG 5.13 Pelarmodell (a) och pelarkraftens tidsförlopp (b)

$R_{of}$  och  $R_{oe}$  anger stödkraften före resp efter stödbortfallet under förutsättning av statistiska förhållanden. Den maximala pelarkraften  $R_{sm}$  kommer alltid att överskrida den för aktuell last maximala statistiska reaktion  $R_{oe}$  i princip enligt fig 5.5. Om pelaren dimensioneras, enligt principen om alternativt bärande system, för en last motsvarande den maximala statistiska reaktionen  $R_{oe}$ , med viss säkerhetsfaktor, är det inte på förhand givet att pelaren förmår klara det skede som representeras av kurvan PM i fig 5.13b.

Pelare är i praktiken vanligen initialkrokiga. Under inverkan av pelarkraften böjer därvid pelaren ut (knäcker) under inverkan av axialmoment. Förhållandena för pelaren kommer därför i många avseenden att bli likartade med förhållandena för balken vad gäller deformationer, påkänningar, lokala och totala stabilitetsbrott. Dock föreligger något annorlunda belastningssituation med annorlunda resulterande spännings- och töjningsfördelning som påverkar kapacitetskriterierna, t ex bör pelaren vara mer känslig för livbuckling. Om pelaren är stagad i ena riktningen uppkommer ett fall liknande det som beskrivits i avsnitt 5.1 angående deformationsbrott. Kombinationen av axialkraft och axialmoment möjliggör dock avlastning av delar av pelartvärsnittet som bör beaktas. Om pelaren

inte är stagad kan dessutom tvärsnittet böja ut i sidled (vridningsknäcka) och förhållandena motsvarar de som beskrivits ovan om vippning av balk. Som nämndes tidigare kan tröghetskrafter inverka så gynnsamt att en pelare för-  
mår klara en förhöjd belastning, motsvarande den i fig 5.13b, som uppträder under kort tid [16]. Endast en närmare dynamisk analys kan ge besked om detta och i så fall under vilka omständigheter.

Av de beskrivna exemplen i föregående kapitel framgår att principen om alternativt bärande system under förutsättning av statistiska förhållanden inte kan ge tillräcklig upplysning om en konstruktions förmåga att överleva inverkan av en lokal skada. Det är fullt möjligt att det dynamiska övergångsskedet, åtminstone i vissa fall, kan ge andra och mer avgörande dimensioneringskriterier. En närmare undersökning skulle förmodligen ge som resultat att det dynamiska övergångsskedet i vissa fall saknar betydelse, att det i andra fall är helt dominerande samt att det finns fall som representerar hela skalan mellan de båda ytterlighetsfallen.

Det ena ytterlighetsfallet, att det dynamiska övergångsskedet saknar betydelse, medför att det är fullt tillräckligt att utforma konstruktionen för ursprungligt och alternativt bärsystem enligt statistisk betraktelse. Ur praktisk synpunkt vore detta det mest fördelaktiga. Resultaten från överläggningarna i kapitel 5 tyder emellertid på att förhållandena knappast kan förväntas vara så gynnsamma. Det dynamiska förloppet torde inverka på något sätt.

Det är tänkbart att inverkan av de dynamiska effekterna är sådan att den i vissa fall endast föranleder kompletterande regler utan att själva det dynamiska förloppet närmare behöver studeras. Det kan t ex röra sig om att tillförsäkra konstruktionen tillräcklig deformationsförmåga för att det dynamiska övergångsskedet skall klaras. Erforderlig deformationsförmåga skulle därvid kunna bestämmas med utnyttjande av t ex en dynamisk tillskottsfaktor tillsammans med aktuell statistisk deformation. Att kunna tillämpa den statistiska principen om alternativt bärande system tillsammans med dessa kompletterande regler vore också att betrakta som gynnsamt vid praktisk tillämpning.

Det andra ytterlighetsfallet, att det dynamiska övergångsskedet ofta helt avgör konstruktionens säkerhet, medför att krav på särskilda beräkningsprinciper erfordras. Detta resultat skulle naturligtvis vara mindre gynnsamt. I ett sådant fall torde det vara motiverat att helt eller delvis överge eller inte vidareutveckla den statiska principen om alternativt bärsystem.

Det är fullt klart att en dynamisk analys är nödvändig för att kunna klargöra konstruktioners säkerhet vid överpåverkningar av typ påkörningar, explosioner o dyl. I denna rapport har endast mycket enkla exempel diskuterats. Vid en detaljanalys bör naturligtvis mer sofistikerade modeller tillämpas. Det kan dock finnas skäl att begränsa sig till relativt enkla geometriska och beräkningstekniska modeller. Sådana skäl kan vara de osäkra förutsättningar som gäller om lokala skadans natur och de bristande kunskaper man idag har om flera parametrar som är väsentliga för att kunna beskriva konstruktionen, dess material och element. Det är inte heller möjligt att undersöka alla tänkbara fall. Det kan därför vara lämpligt att som första målsättning analysera enkla men representativa typfall av principiell betydelse. En undersökning skulle därvid i bästa fall ge ett något så när entydigt besked om effekterna av det dynamiska övergångsskedet för normala ofta förekommande fall.

## 7 REFERENSER

- [1] GRANSTRÖM, S. och CARLSSON, M.  
Byggnaders beteende vid överpåverkningar,  
Byggforskningen T3:1974, Stockholm 1974
- [2] STATENS PLANVERK  
Allmänna bestämmelser för bärande konstruktioner,  
Ak 75 Förslag, Stockholm 1975
- [3] HILLERBORG, A. och ÅKERLUND, S.  
Bärande konstruktioner Ak del 1, Lunds Tekniska  
Högskola, Inst för Byggnadsteknik II, Lund 1974
- [4] STATENS PLANVERK  
Svensk Byggnorm 1975, Liber Förlag, Stockholm 1975
- [5] GRANSTRÖM, S.  
Säkerhetsresonemang kring sex byggnadsras 1973,  
Nordisk Betong nr 5, sid 14-20, Stockholm 1974
- [6] ÅKERLUND, S.  
Bärande konstruktioner Fk I del 2, Lunds Tekniska  
Högskola, Inst för Byggnadsteknik II, Lund 1976
- [7] ÖSTLUND, L.  
Dimensionering med hänsyn till överpåverkan och  
fortskridande ras, Stålbyggnadsinstitutet publ  
45, sid 97-109, Stockholm 1973
- [8] KÄRRHOLM, G.; ERIKSSON, A. och ANDERSSON, K.  
Elementbyggda stommars benägenhet för fortskridande  
ras. En elasticitetsteoretisk beräkning av typfall,  
Chalmers Tekniska Högskola, Avd för Byggnadskon-  
struktion 1975:7, 52 sid, Göteborg 1975
- [9] GIRHAMMAR, U.A.  
Dynamisk överpåverkan på stålkonstruktioner,  
Tekniska Högskolan i Luleå, Avd för Konstruk-  
tionsteknik, Forskn rapp TULEA 1976:09, 68 sid,  
Luleå 1976
- [10] SUNDQUIST, H. och von ESSEN, W.  
Elasticitetsteori, Gränslastteori, Gränsdefor-  
mationsteori. Nordiska forskningsdagar för stål-  
konstruktioner, Rapport II 1, 7 sid, Oslo 1973



- [11] GIRHAMMAR, U.A.  
Studium av dynamiska förlopp i stålkonstruktioner i samband med fortskridande ras, Lunds Tekniska Högskola, Avd för Byggnadsteknik II, Ex arb 1973:2, 85 sid, Lund 1973
- [12] BIGGS, J.M.  
Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill Book Company, 341 pp, New York 1964
- [13] GIRHAMMAR, U.A.  
Ännu ej publicerad rapport
- [14] SYMONDS, P.S. and MENDEL, T.J.  
Impulsive Loading of Plastic Beams with Axial Constraints, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol 6, pp 186-202, 1958
- [15] STATENS STÅLBYGGNADSKOMMITTÉ  
Knäckning, vippning och buckling, Kommentar till Stålbyggnadsnorm 70, Svensk Byggtjänst, Stockholm 1973
- [16] MAZLUMOLHOSSEINI, A.A.  
Physics of Column Stability, Lund Institute of Technology, Div of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 38, 437 pp, Lund 1975

## SAMMANFATTNING

*Dimensionering av konstruktioner med hänsyn till överpåverkan och fortskridande ras regleras i Sverige genom Planverkets anvisningar i Svensk Byggnorm 1975. I andra länder förekommer liknande normer. Gemensamt för dessa är att dimensioneringsprinciperna väsentligen bygger på statiska betraktelser. Många typer av överpåverkningar utgör dock snabba fenomen, som medför att dynamiska förhållanden uppkommer i konstruktioner. Det är därför angeläget att beakta inverkan av dessa dynamiska effekter. Avsikten med rapporten är att peka på de konsekvenser som blir följden av att beakta överpåverkningars dynamiska natur, ställda i relation till förhållandena vid statisk betraktelse. I första hand behandlas stålkonstruktioner, men motsvarande effekter är även i viss mån tillämpliga på liknande konstruktioner av betong.*

*Efter en kort bakgrund behandlas de grundläggande begrepp och betraktelseprinciper som är aktuella för överpåverkade konstruktioner. De dynamiska effekterna vad det gäller deformationer, påkänningar och instabilitetsvillkor diskuteras sedan med utgångspunkt från några enkla exempel. Slutligen diskuteras något konsekvenserna av att beakta de dynamiska effekterna i dimensioneringsprinciperna och några lämpliga utgångspunkter för fortsatt undersökning.*

## BAKGRUND

Allt sedan det omtalade byggnadsraset i Ronan Point 1968 har intresset kring fenomenet fortskridande ras varit stort. Man har bedömt det som angeläget att kunna förhindra omfattande materiella och personella skador.

De dimensioneringsprinciper som internationellt accepterats i samband med överpåverkningar (t ex påkörningar och explosioner) innebär att lokal skada på en konstruktion får uppträda, men att skadan inte får utbreda sig till att omfatta hela eller stora delar av konstruktionen. Dimensioneringen sker då före respektive efter det att en tänkt lokal skada uppkommit (alternativt bärande system). Konstruktionen utformas därvid med skadetålighet, vilket tillförsäkras konstruktionen genom

- 1) överstyrka
- 2) redundans
- 3) deformationsförmåga

På grund av överpåverkningars ofta dynamiska natur kommer övergången från den intakta till den defekta konstruktionen att ske snabbt. Dynamiska förhållanden uppkommer därvid i konstruktionen (dynamiskt övergångsskede). Dessa dynamiska effekter beaktas inte i den nämnda dimensionering

ringsprincipen, vilket vore önskvärt. Det är inte känt i vad mån det dynamiska övergångsskedet är avgörande för konstruktionens säkerhet.

#### DYNAMISKA EFFEKTER

En kollaps i dynamiska övergångsskedet utgörs i första hand utav

- 1) deformationsbrott
- 2) påkänningsbrott
- 3) lokalt stabilitetsbrott
- 4) globalt stabilitetsbrott

Med deformationsbrott avses fall då materialets deformationsförmåga uttömts eller att  $t$  ex upplagslängden blivit otillräcklig. Påkänningsbrott avser sprött brott som under ogynnsamma fall kan uppträda i stålelement och infästningsanordningar. Med lokalt stabilitetsbrott avses brott pga fläns- eller livbuckling medan globalt stabilitetsbrott avser vippning eller knäckning.

En enkel modell av en stålkonstruktions balkelement invid den lokala skadan visas i fig 1a. Stödbortfallets tidsfunktion visas i fig 1b.

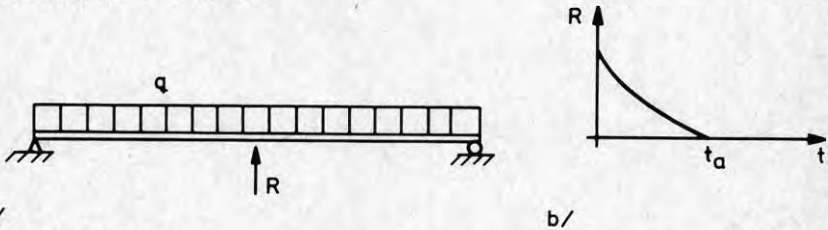


FIG 1 Trestödsbalk vid stödbortfall

Mittdeformationsförloppet vid elastiskt-idealplastiskt moment-krökningssamband visas i fig 2.

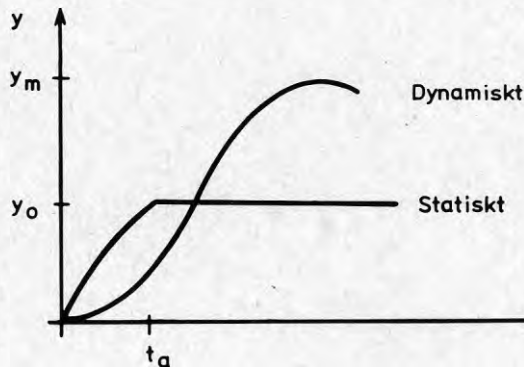


FIG 2 Mittdeformation hos trestödsbalk vid stödbortfall

Den maximala nedböjningen  $y_m$  kommer alltid att överskrida den maximala statiska utböjningen  $y_0$  enligt fig 3.

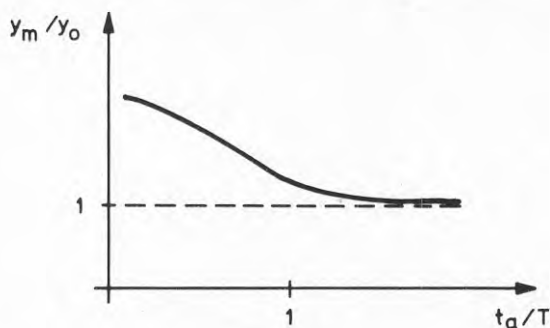


FIG 3 Dynamiskt deformationstillskott vid olika relativa avlastningstider.  $T$  anger egen-svängningstid för defekt balk

Deformationernas beroende av yttre lasten visas i fig 4.

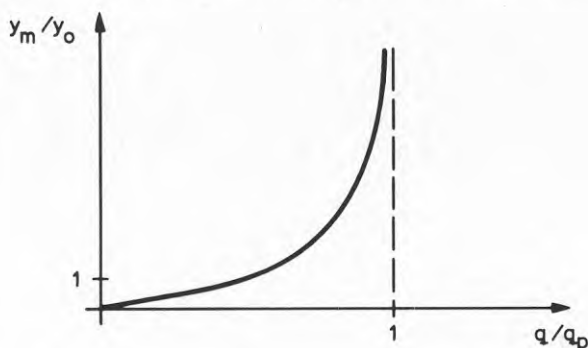


FIG 4 Dynamiskt deformationstillskott vid olika förhållande mellan aktuell last ( $q$ ) och maximal statisk last ( $q_p$ )

Med de förutsättningar som legat till grund för det diskuterade exemplet skulle det ur påkänningssynpunkt vara tillräckligt att dimensionera balken utan mittstöd och för aktuell last verkande som statisk. Momentet i balken uppnår det maximalt möjliga värdet, genomplasticeringsvärdet, men brott uppträder inte om balken har tillräcklig deformationsförmåga. Dessa deformationer måste dock beaktas med hänsyn till dynamiska förhållanden, eftersom de väsentligt kan överskrida de statiskt beräknade. Om konstruktionens deformationsförmåga är tillräcklig reduceras således dimensioneringsproblemet till ett statiskt påkänningsproblem kopplat med en sådan konstruktiv utformning att stora deformationer kan tas upp. Det är dock inte på förhand givet att deformationskapaciteten är tillräcklig. Dessutom är, för nämnda exempel, betraktelsesättet starkt förenklat eftersom bl a linbärverkan och tøjhärdning inte beaktats. Det är därför nödvändigt att klargöra konstruktionens beteende med hänsyn till dynamiska förhållanden.

Om konstruktionen av någon anledning har t ex lokala försvagningar kan moment-krökningssambandet ha utseendet enligt fig 5.

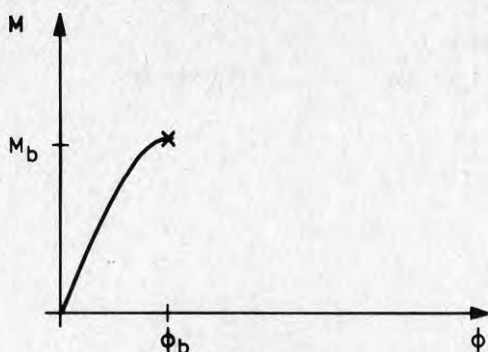


FIG 5 Moment-krökningssamband vid sprött stål

Om samma exempel som föregående analyseras erhålles maximalt mittmoment som alltid överskrider motsvarande maximala statiska mittmoment i princip enligt fig 3 och 4. En dimensionering med avseende på statiska förhållanden ger således ingen garanti att den klarar det dynamiska övergångsskedet vid snabba stödbortfall.

Vid lokala bucklingsfenomen finns normalt ett överkritiskt område som möjliggör extra kraft- och deformationsupptagande förmåga sedan buckling uppträtt, se fig 6.

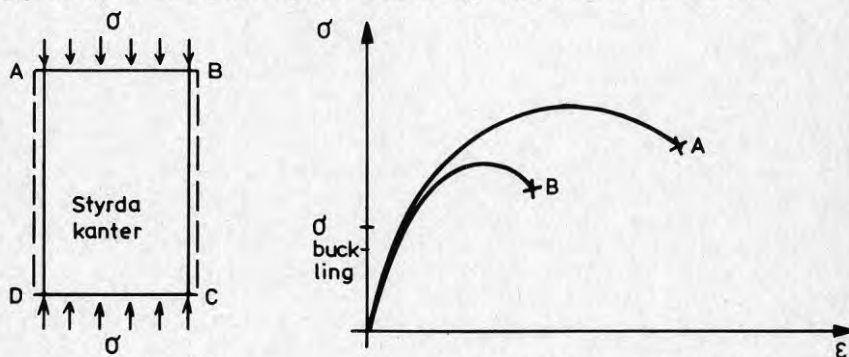


FIG 6 Spännings-töjningssamband för tryckt plåt

Omfattningen av det överkritiska området beror i hög grad på bl a kantstyrningen. Vid livbuckling fungerar flänsarna som styrande ränder och spännings-töjningssambandet följer kurva A. Vid flänsbuckling däremot är den ena flänskanten fri och kapaciteten beskrivs av kurva B. Det innebär att en balk dimensionerad statiskt mot lokal buckling har en väsentlig bärförmåge- och deformationsreserv vid livbuckling men inte i samma grad vid flänsbuckling. Det dynamiska övergångsskedet bör därför kunna överbryggas vad det gäller livbuckling medan däremot flänsbuckling kan få en avgörande betydelse. Tröghetskrafternas inverkan på utbildandet av lokal buckling är dessutom av mindre betydelse eftersom bucklingsdeformationerna involverar endast liten massa.

Vid globalt stabilitetsbrott i form av vippning kommer balkens sidoutböjning att resultera i att flänsens kanttöjningar blir olika, se fig 7.

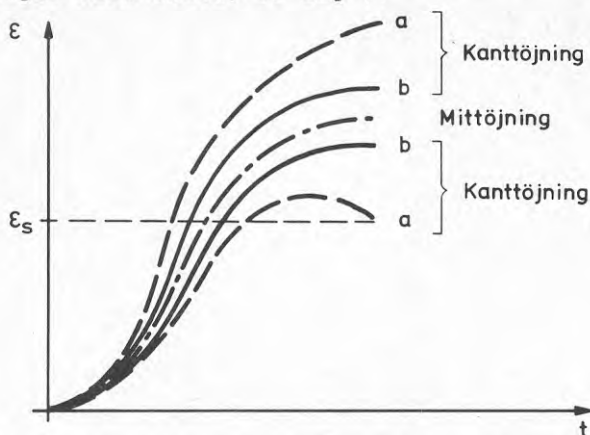


FIG 7 Olikformig stukning av balkens överfläns

Vid stor utböjning i sidled gäller de samband mellan töjningar och tid som anges av kurvorna a. Vid en mindre utböjning i sidled beskrivs töjningarna av kurvorna b.

Om vippningsfenomenet förenklas till att innebära ren böjning i sidled utan kopplade vriddeformationer kan följande slutsatser dras. Vid fallet a enligt fig 7 sker en avlastning i överflänsen. Balkens sidostyvhet i detta snitt bestäms därvid på motsvarande sätt som vid statisk last av den sk dubbelmodulen.

För fallet b sker pålastning över hela flänsbredden och med elastiskt-idealplastiskt spännings-töjningssamband får överflänsen ingen styvhet i sidled då stukningen överskrider plasticitetsgränsen  $\epsilon_s$ . Mot en viss töjnings-hastighet  $d\epsilon_0/dt$  för enbart vertikaldeformationen svarar således en viss största hastighet för töjningsskillnaden  $d(\epsilon_B - \epsilon_A)/dt$  för vilken överflänsens böjstyvhet i sidled är noll. Med andra ord innebär detta att mot viss hastighet  $dy/dt$  hos vertikaldeformationen svarar en största hastighet  $du/dt$  för flänsens sidoutböjning som är möjlig utan sidoböjmotstånd hos flänsen. Detta skulle kunna innebära att balken kollapsar genom vippning vid en last som den vid statisk betraktelse skulle klarat (de dynamiska deformationerna kan ge stukningar betydligt över plasticitetsgränsen). Om så är fallet och en beräkning med hänsyn till risken för vippning hos det alternativa systemet (efter lokal skada) utförs för statisk last kan resultatet bli missvisande. Vad som i ett sådant fall kan rädda konstruktionen är att tröghetskrafterna ger ett motstånd mot utböjning av flänsen som kan vara tillräckligt för att hindra stora utböjningar under den tid som erfordras för att balkens nedböjning skall vända. Efter det att balken vänt inträder avlastning i hela flänsbredden och böjstyvheten i sidled ökar markant. En pelare kan pga tröghetskrafterna motstå krafter över den teoretiska knäckningslasten under korta tider. Motsvarande effekt av tröghetskrafterna bör erhållas för det här relaterade exemplet. Med hänsyn till töjnhårdning erhålles naturligtvis ett större sidoböjmotstånd som kan vara av stor betydelse.

Inverkan av de avsevärda dynamiska tillskottsdeformationer som kan uppträda motverkas av tröghetskrafternas inverkan. Vilken effekt som bestämmer konstruktionens kapacitet kan inte avgöras utan en närmare dynamisk analys.

Vid totalt stabilitetsbrott i form av knäckning av initialkrokig pelare blir förhållandena i många avseenden likartade med förhållandena för balken. Under det dynamiska övergångsskedet kan pelarkraften väsentligt överstiga den statistiskt beräknade. Vid utknäckning av pelaren kan tröghetskrafterna ha en avgörande inverkan på förmågan att överleva det dynamiska övergångsskedet innan pelaren svänger tillbaka. Endast en närmare dynamisk analys kan ge besked om detta och i så fall under vilka omständigheter.

## DISKUSSION

Principen om alternativt bärande system under förutsättning av statiska förhållanden kan inte ge tillräcklig upplysning om en konstruktions förmåga att överleva inverkan av en lokal skada. Det är fullt möjligt att det dynamiska övergångsskedet, åtminstone i vissa fall, kan ge andra och mer avgörande dimensioneringskriterier. En närmare undersökning skulle förmodligen ge som resultat att det dynamiska övergångsskedet i vissa fall saknar betydelse, att det i andra fall är helt dominerande samt att det finns fall som representerar hela skalan mellan de båda ytterlighetsfallen.

Ur praktisk synpunkt vore det första resultatet det mest fördelaktiga. Resultaten från överläggningarna tyder emellertid på att förhållandena knappast kan förväntas vara så gynnsamma.

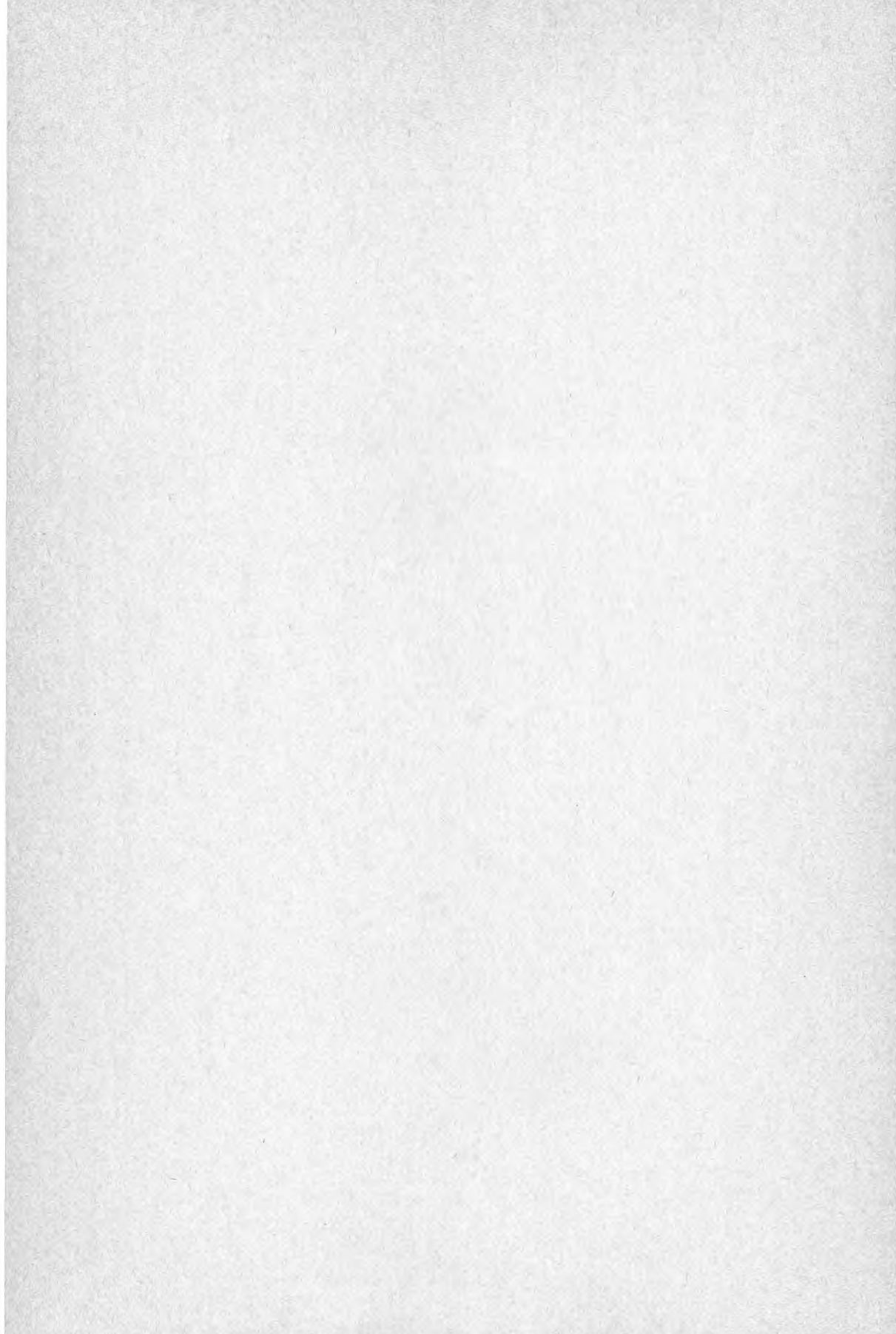
Det andra ytterlighetsfallet skulle medföra att krav på särskilda beräkningsprinciper erfordras. I ett sådant fall torde det vara motiverat att helt eller delvis överge eller inte vidareutveckla den statiska principen om alternativt bärsystem.

Ett mellanting mellan dessa ytterlighetsfall skulle kunna innebära att inverkan av de dynamiska effekterna är sådan att den i vissa fall endast föranleder kompletterande regler utan att själva dynamiska förloppet närmare behöver studeras. Att kunna tillämpa den statiska principen om alternativt bärande system tillsammans med kompletterande regler (såsom tillförsäkra konstruktionen tillräcklig deformationsförmåga beaktad under dynamiska förhållanden) vore också att betrakta som gynnsamt vid praktisk tillämpning.

Det är fullt klart att en dynamisk analys är nödvändig för att kunna klargöra konstruktioners säkerhet vid överpåverkningar av typ påkörningar, explosioner o dyl. I denna rapport har endast mycket enkla exempel diskuterats. Vid en detaljanalys bör naturligtvis mer sofistikerade modeller tillämpas. Det kan dock finnas skäl att begränsa sig till relativt enkla geometriska och beräkningstekniska modeller av representativa typfall av principiell betydelse. En undersökning skulle därvid i bästa fall ge ett något så när entydigt besked om effekterna av det dynamiska övergångsskedet för normala ofta förekommande fall.









**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 760101-7 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Avdelningen för  
konstruktionsteknik, Tekniska Högskolan i Luleå**

**R3: 1978**

**ISBN 91-540-2787-X**

**Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

**Art.nr: 6600703**

**Abonnemangsgrupp:**

**Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:**

**Svensk Byggtjänst, Box 1403**

**111 84 Stockholm**

**Cirka pris: 22 kr exkl moms**