

Svängningar deformationspåverkan och olyckslast



Äldre publikation

Observera att vissa avsnitt är delvis föråldrade, eftersom Boverkets konstruktionsregler har uppdaterats och på sikt kommer att ersättas av eurokoder.

Svängningar deformationspåverkan och olyckslast

DNR: B 641-3734/94
TITEL: Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast
UTGIVARE: Boverket, byggavdelningen
UTGIVNINGSMÅNAD: mars
UPPLAGA: 1:1
ANTAL: 2 500
TRYCK: Bohlins Grafiska, Kristianstad
ISBN: 91-7147-909-0
ISSN: 1400-1012

SAMMANDRAG: Denna handbok beskriver lastförutsättningar och beräkningsmetoder som kan användas vid dimensionering av konstruktioner, som utsätts för svängningar, deformationspåverkan, olyckslast och fortskridande ras.

SÖKORD: Konstruktionsberäkningar, beräkningsmetoder, laster, påkörning, stötkrafter, olyckslast, handböcker, BKR 94, dimensionering, svängningar, deformationspåverkan, temperaturändringar, fuktighetsändringar, fortskridande ras, detonationer, explosioner.

PUBLIKATIONEN KAN BESTÄLLAS GENOM:

Boverket
Publikationsservice
Box 534
371 23 KARLSKRONA
Fax: 0455-819 27

© Boverket, 1994
FÖRFATTARE: Sture Åkerlund
OMSLAG: Karin Fröberg
LAY-OUT: Agneta Jakbosson

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

0	INLEDNING	3
0.1	Förord	5
0.2	Beteckningar	6
1	SVÄNGNINGAR	7
1.1	Allmänt	7
1.2	Statiskt kriterium	9
1.3	Dynamiskt kriterium	10
1.4	Exempel	11
1.5	Referenser	15
2	DEFORMATIONSPÅVERKAN	17
2.1	Olika slag av deformationspåverkan	17
2.2	Deformationspåverkans speciella karaktär	17
2.3	Temperaturändringar	17
2.3.1	Orsaker till temperaturändringar	17
2.3.2	Utomhustemperatur och värmestrålning	18
2.3.3	Temperaturfördelning i en konstruktion	20
2.4	Fuktighetsändringar	21
2.4.1	Fuktighetsändringarnas effekter och orsaker	21
2.4.2	Fuktighetens fördelning i en konstruktion	23
2.5	Stödförskjutningar	23
2.6	Dimensionering med hänsyn till deformationspåverkan	25
2.6.1	Dimensionering i brottgränstillstånd	25
2.6.2	Dimensionering i bruksgränstillstånd	25
2.7	Referenser	28
3	OLYCKSLAST	29
3.1	Allmänt	29
3.2	Brand	30
3.3	Påkörning	30
3.3.1	Allmänt	30
3.3.2	Rörelseenergi och stötkraft	31
3.3.3	Inkörningsriktning och inkörningssträcka	32
3.3.4	Val av numeriska värden	33
3.3.5	Bedömning av inkörningssträcka	34
3.3.6	Exempel	36
3.4	Explosion	37
3.4.1	Allmänt	37
3.4.2	Stötvågsutbredning i det fria	38
3.4.3	Kontaktdetonationer	38
3.4.4	Dimensioneringsförutsättningar	38
3.4.5	Exempel	42
3.5	Oavsiktlig stöt	45

3.6	Översvämning	45
3.7	Sättningar	46
3.8	Jordbävning	46
3.9	Referenser	47
4	UTFORMNING OCH DIMENSIONERING FÖR ATT FÖRHINDRA FORTSKRIDANDE RAS	49
4.1	Principer	49
4.2	Primär skada	50
4.2.1	Allmänt	50
4.2.2	Primärt skadeområde i bostads- och kontorshus	50
4.2.3	Primärt skadeområde i hallbyggnader	52
4.3	Total skada	52
4.4	Dimensionering	53
4.5	Förenklade villkor för normala bostadshus, kontorshus etc	54
4.6	Exempel	55
	SUMMARY	59

INLEDNING

Förord

Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast ingår i en serie handböcker som Boverket ger ut i samband med att *Boverkets konstruktionsregler 94* (BFS 1993:58), *BKR 94*, börjar gälla. Övriga handböcker i serien är

- *Boverkets handbok om betongkonstruktioner (BBK 94)*,
- *Boverkets handbok om stålkonstruktioner (BSK 94)*,
- *Dimensionering genom provning och*
- *Snö- och vindlast*.

BKR 94 innehåller föreskrifter och allmänna råd till delar av plan- och bygglagen (SFS 1987:10). I de allmänna råden i *BKR 94* hänvisas på flera ställen till avsnitt i handböckerna.

Handböckerna innehåller

- utdrag ur *BKR 94*
- kommentarer till reglerna i *BKR 94*, exempel på lösningar, metoder och beräkningsregler.

All text från *BKR 94* är inramad.

Föreskrifterna i *BKR 94* är bindande och gäller fullt ut för nya byggnader och tillbyggnader som kräver bygglov och i skäligen utsträckning för nya byggnader och tillbyggnader som inte kräver bygglov.

De allmänna råden i *BKR 94* innehåller generella rekommendationer om tillämpning av föreskrifterna och anger hur någon kan eller bör handla för att uppfylla föreskrifternas krav. Det står dock den enskilde fritt att välja andra lösningar och metoder, om dessa uppfyller föreskrifternas krav. De allmänna råden kan även innehålla vissa förklarande upplysningar. De allmänna råden föregås av texten *Råd* och är tryckta med mindre och indragen text i anslutning till den föreskrift som de hänför sig till.

I de allmänna råden i nybyggnadsreglerna (BFS 1988:18), *NR 1*, finns det bl a hänvisningar till *Svensk Byggnorm avdelning 2A, Bärande Konstruktioner* (PFS 1979:7), *SBN avd 2A* och till dessa regler anslutna bestämmelser och kommentarer,

- *Bestämmelser för betongkonstruktioner 1979*, utgåva 2, Band 1 och 2, *BBK 79*,
- *Bestämmelser för Stålkonstruktioner 1987*, *BSK*,
- *Kommentarer till Svensk Byggnorm, Kommentarsamling 1985*

Ingen nytryckning kommer att ske av dessa skrifter eftersom *SBN* inte gäller i ärenden där ansökan om bygglov gjorts efter den 1 januari 1991. Boverket har därför ansett det nödvändigt att ta tillvara, revidera och sammanställa delar av dessa skrifter och ge ut dem som handböcker. Handboksformen har valts därför att den tillåter dels citat av föreskrifter och allmänna råd (regler) och dels kommentarer till dessa.

Avsnitt 1 i denna handbok bygger på Boverkets publikation *Svikt, exempel på godtagbar beräkningsmetod* utgiven 1991. Denna i sin tur är baserad på *Ohlsson*, se referens (6) i avsnitt 1.

Avsnitt 2.5 bygger på förslag från *SGL*.

Avsnitt 3.3 bygger på förslag från *Confortia AB*.

Avsnitt 3.4 bygger på Boverkets publikation *Påkörning, exempel på godtagbar beräkningsmetod* utgiven 1991.

Avsnitt 4.6 bygger på förslag från *Bo Westerberg*.

Sigge Eggwertz har bidragit med synpunkter på exemplet i avsnitt 2.6.2.

Övriga delar av handboken bygger på motsvarande avsnitt i *SBN 2A* och på förslag från *Lars Östlund*.

0.2 Beteckningar

<i>A</i>	Area
<i>E</i>	elasticitetsmodul
<i>I</i>	tröghetsmoment, kraftimpuls
<i>M</i>	moment
<i>N</i>	normalkraft
<i>Q</i>	koncentrerad last, vikt av sprängladdning
<i>R</i>	avstånd, bärförmåga, svängningsradie
<i>T</i>	egensvängningstid
<i>V</i>	volym
<i>b</i>	bredd
<i>d</i>	dimensionerande
<i>f</i>	frekvens
<i>k</i>	karaktäristisk
<i>l</i>	längd
<i>m</i>	massa
<i>n</i>	antal
<i>p</i>	tryck
<i>r</i>	avstånd
	centrumavstånd, förflyttning av fordons tyngdpunkt
<i>t</i>	tjocklek, tid
<i>u</i>	impulshastighetsrespons
<i>v</i>	hastighet
<i>w</i>	nedböjning, sprickbredd
<i>z</i>	inre hävarm
α	längdutvidningskoefficient, E_s/E_c
β	styvhetsrelation
γ	partialkoefficient
ϵ	töjning
κ	lastfördelningsfaktor
μ	friktionskoefficient
ξ	relativ tryckzonshöjd
ρ	armeringsinnehåll
σ	spänning
ζ	relativ dämpning
ϑ	temperatur

1 SVÄNGNINGAR

1.1 Allmänt

Det här avsnittet handlar om svängningar i bjälklag på grund av stegen från en gående person. För andra typer av svängningar hänvisas till litteraturen. Markvibrationer behandlas bl a i *Massarasch* (1) och (2) samt *Holmberg* (3) och (4).

För att kunna dimensionera ett bjälklag med hänsyn till risk för besvärande svängningar krävs information om

- de laster som genererar svängningarna
- bjälklagets dynamiska egenskaper
- kriterier för obehag

Den dynamiska lasten från en gående person är principiellt fördelad på olika frekvenser på följande sätt:

- de största lastkomponenterna återfinns vid frekvenser lägre än 8 Hz
- lastkomponenter av måttligare storlek återfinns inom intervallet $8 \text{ Hz} < f < 40 \text{ Hz}$.

På grund av detta förhållande samt av det faktum att människans känslighet för vibrationer beror av frekvensen, måste dimensionering med hänsyn till risk för störande vibrationer från persontrafik ske på olika sätt för bjälklag som har grundresonansfrekvenser lägre än 8 Hz än för sådana vars grundresonansfrekvens är högre än 8 Hz.

Bjälklag med grundresonansfrekvens lägre än 8 Hz har normalt större spännvidd och har enligt svensk byggtidning ofta varit utförda i betong eller stål. Exempelvis har de flesta betongelementbjälklag för kontor och liknande byggnader en grundresonansfrekvens lägre än 8 Hz. Bjälklag med sådana låga grundresonansfrekvenser har varit relativt ovanliga i bostadshus, varför vetenskapligt dokumenterad erfarenhet från sådan användning i stort sett saknas. Störande vibrationer i bjälklag med låga resonansfrekvenser i kommersiella byggnader är föremål för pågående forskning. *Eriksson* (5) ger vägledning inom detta område. Den innehåller dessutom en översikt av den internationella forskningen kring sådana bjälklag. Kunskapen har ännu inte nått fram till konstruktionsvägledning i handboksform för detta delområde. Det är dock värt att notera att mängden människor som samtidigt kan förväntas vara i rörelse på ett givet bjälklag kommer att påverka den dynamiska dimensionerande brukslasten för kommersiella byggnader.

För bjälklag med en grundresonansfrekvens som är högre än 8 Hz utarbetades en konstruktionshandledning i mitten av åttiotalet, *Ohlsson* (6). De flesta bjälklag för bostadsändamål som traditionellt använts i Sverige har en grundresonansfrekvens som är högre än 8 Hz. Det gäller t ex flertalet träbjälklag och platsbyggnads betongbjälklag. Metoden, som beskrivs kortfattat i följande avsnitt, förutsätter:

- att bjälklagets lägsta resonansfrekvens f_1 är större än 8 Hz och
- att bjälklagets största spännvidd är mindre än ca 4 m samt avser lokaler som inte innehåller långa fria sträckor öppna för persontrafik, t ex

korridorer etc. I *Ohlsson* (6) finns metoder för hur bjälklag i sådana lokaler kan dimensioneras.

Metoden innebär att bjälklaget kontrolleras för följande två fall:

- 1 en kortvarig, statisk koncentrerad last Q_d med hänsyn till maximal nedböjning w (statiskt kriterium) och för
- 2 en kraftimpuls I med hänsyn till den initiella vertikala svängningshastigheten, impulshastighetsresponsen u_{\max} (dynamiskt kriterium).

Flexibiliteten under koncentrerad statisk last utgör ett ställföreträdande kriterium för inverkan av lågfrekventa icke-resonanta påtvungna svängningar av stegen från en gående person samt för 'sviktkänslan' som kan upplevas av den gående personen själv. Impulshastighetsresponsen representerar inverkan av kortvariga avklingande resonanta svängningar i ett flertal egenmoder orsakade av de stötartade inslagen i kraften från vanliga fotsteg.

Allmänt sett finns ett flertal andra källor till potentiellt störande vibrationer. Följande exempel på sådana källor till dynamisk last kan nämnas:

- Installerade maskiner (fläktar, kylkompressorer, rulltrappor, bearbetande maskiner, etc)
- Godshantering och inomhustrafik
- Externa marköverförda vibrationer från trafik och entreprenadverksamhet
- Synkron rörelse från grupper av människor (dans, engagerad publik o dyl)

Dessa källor behandlas ej vidare i denna handbok. Det bör dock observeras att dynamisk last från flera av dessa källtyper kan utgöra den dimensionerande lasten även i säkerhetsmässigt hänseende. Detta kan vara fallet vid t ex synkron rörelse hos publik.

Beträffande mätning av stationära vibrationer hänvisas till *ISO 2631-2* (7). I annex till denna standard ges även förslag till vibrationsnivåer, över vilka störande inverkan kan förväntas. För relativt stationära vibrationer, t ex från roterande maskiner, kan dessa värden rekommenderas som riktvärden. För transienta vibrationer saknas väl underbyggda värden.

1.2 Statiskt kriterium

För träbjälklag bör Q_d sättas till 1,0 kN enligt *BKR 94*, 5:323, se nedanstående ruta.

BKR 94, avsnitt 5:323

För träbjälklag skall risken för besvärande svängningar beaktas.

Råd: Svängningsbenägenheten hos ett bjälklag kan bedömas i enlighet med vad som anges i Boverkets handbok *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*. För bostadsbjälklag med massiva träbjälkar i huvudbärriktningen kan följande förenklade beräkningsmetod användas för att bedöma bjälklagets svängningsbenägenhet.

Nedböjningen hos en enskild bjälke i ett träbjälklag bör inte överstiga 1,5 mm under inverkan av en kortvarig punktlast ($\kappa_s = 1$), vars dimensioneringsvärde är 1,0 kN. Bjälken förutsätts vid beräkningen vara fritt upplagd och belastad i sin mittpunkt. Eventuell lastfördelning till angränsande bjälkar får tillgodoräknas. Om samverkan mellan bjälkar och golvskiva utnyttjas vid beräkningen, bör utförandet av fogningen omfattas av tilläggskontroll enligt avsnitt 2:6.

Det statiska kriteriet kan även appliceras på olika typer av bjälklag, t ex kompositbjälklag. För betongbjälklag blir det dock sällan avgörande. Svängningar hos träbjälklag behandlas bl a i *Carling* (8).

Nedböjningen beräknas ur

$$w = \kappa \frac{Q_d l^3}{48EI}$$

lastfördelningsfaktor enligt ekv (b)

den koncentrerade lasten 1 kN (dimensioneringsvärde) enligt föregående avsnitt

l spännvidd

EI böjstyvhets för enskild bjälke

Lastfördelningsfaktorn κ kan beräknas enligt *Magnusson* (9) eller ur följande approximativa uttryck som gäller för minst tre samverkande balkar

$$\kappa = \begin{cases} -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 & \text{för } 0 \leq \beta \leq 0,3 \\ 0,8 + 0,2\beta & \text{för } 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \end{cases} \quad (b)$$

$$\beta = \frac{(EI)_x}{(EI)_y} \left(\frac{s}{l} \right)^4$$

$(EI)_x$ böjstyvhets per breddenhet i styva riktningen (Nm)

- $(EI)_y$ böjstyvhets per breddenhet i veka riktningen (Nm)
 s balkarnas centrumavstånd (m)
 l balkarnas spännvidd (m)

För bjälklagstyper utan diskreta balkar ges vägledning i *Ohlsson (6)*.

1.3 Dynamiskt kriterium

Bjälklaget bör dimensioneras för en kraftimpuls I . Bjälklagets respons med hänsyn till den initiala vertikala svängningshastigheten, impulshastighetsresponsen u_{\max} bör inte ligga inom det störande eller osäkra området i figur (a).

Kraftimpulsen I kan sättas till 1 Ns. Detta värde gäller generellt, dvs även för betong- och kompositbjälklag.

För fyrsidigt fritt upplagda plattor kan den maximala impulshastighetsresponsen u_{\max} beräknas ur

$$u_{\max} = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \cdot 10^3 \frac{\text{mm/s}}{\text{Ns}} \quad (\text{a})$$

- n_{40} antal egenmoder med frekvensen mindre än 40 Hz, se ekv (b)
 m plattans massa per ytenhet (kg/m^2)
 b plattans bredd (m)
 plattans längd i balkriktningen (m)

Antal egenmoder med frekvensen mindre än 40 Hz, n_{40} , kan beräknas ur

$$n_{40} = \frac{b}{l} \left[\left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 \right] \frac{(EI)_x}{(EI)_y} \right]^{1/4} \quad (\text{b})$$

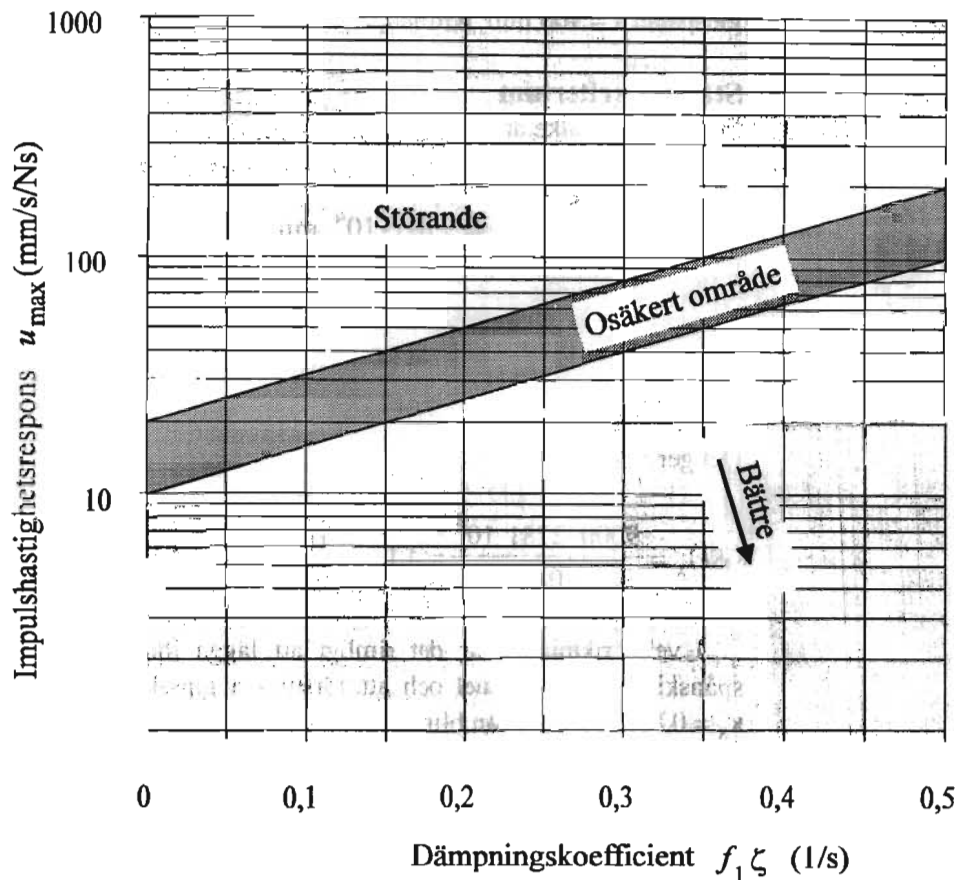
- f_1 lägsta resonansfrekvensen (Hz), se ekv (c)
 $(EI)_x$ böjstyvhets per breddenhet i styva riktningen (Nm)
 $(EI)_y$ böjstyvhets per breddenhet i veka riktning (Nm)

Den lägsta resonansfrekvensen för en fyrsidigt upplagd ortotrop platta med $(EI)_x \gg (EI)_y$ kan beräknas ur

$$\frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_x}{m}} \quad (\text{c})$$

- l spännvidden i styva riktningen (m)
 $(EI)_x$ böjstyvhets per breddenhet i styva riktningen (Nm)
 m plattans massa per ytenhet (kg/m^2)

Impulshastighetsresponsen - som är ett mått på bjälklagets flexibilitet - skall relateras till följande figur (a).



Figur a. Preliminärt förslag till klassificering av ett bjälklags respons på stöbelastning enligt Ohlsson (6).

För normala lätta bjälklag kan den relativa dämpningen ζ sättas till 1%. För bjälklag med stor spännvidd eller stor tyngd, $>150 \text{ kg/m}^2$, bör ζ sättas till 0,8 %.

Den övre och undre begränsningslinjen inom det osäkra området i figur (a) kan skrivas

$$\frac{2 \cdot 10^{(1+2f_1\zeta)}}{10^{(1+2f_1\zeta)}} \quad (d)$$

1.4 Exempel

Exempel 1

Kontrollera svängningsegenskaperna hos ett träbjälklag i ett bostadshus med bjälkar $45 \text{ mm} \times 195 \text{ mm}$, virkeskvalitet K 18, $s = 600 \text{ mm}$ och spännvidden $l = 3,6 \text{ m}$. Bjälklagets bredd är $b = 4,8 \text{ m}$. Golvet består av

22 mm spånskiva och undertaket av 13 mm gipsskiva på 70 mm x 28 mm glespanel $s = 400$ mm. Klimatklass 1.

Statiskt kriterium

För enskild bjälke är

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \cdot 195^3}{12} = 2781 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

och

$$E_d = \frac{\kappa_s E_k}{\gamma_m} = \frac{1,0 \cdot 9000}{1,0} = 9000 \text{ MPa}$$

Det ger

$$(EI)_x = \frac{9000 \cdot 2781 \cdot 10^4}{0,6} = 4,17 \cdot 10^{11} \frac{\text{Nmm}^2}{\text{m}} = 4,17 \cdot 10^5 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

I veka riktningen är det rimligt att lägga ihop böjstyvheten EI för spånskiva och glespanel och att försumma gipsskivans böjstyvhet. Med $\kappa_s = 0,8$ för spånskivan blir

$$I_{y1} = \frac{bt^3}{12} = \frac{1000 \cdot 22^3}{12} = 88,7 \cdot 10^4 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$E_{d1} = \frac{\kappa_s E_k}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 3000}{1,0} = 2400 \text{ MPa}$$

och för glespanelen

$$I_{y2} = \frac{bt^3}{12s} = \frac{70 \cdot 28^3}{12 \cdot 0,4} = 32,0 \cdot 10^4 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$E_{d2} = \frac{\kappa_s E_k}{\gamma_m} = \frac{1,0 \cdot 8000}{1,0} = 8000 \text{ MPa}$$

Böjstyvheten i veka riktningen blir då

$$\begin{aligned} &= 2400 \cdot 88,7 \cdot 10^4 + 8000 \cdot 32 \cdot 10^4 \\ &= 4,69 \cdot 10^9 \frac{\text{Nmm}^2}{\text{m}} = 4,69 \cdot 10^3 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

Faktorn β i ekv (c) i avsnitt 1.2 blir

$$\beta = \frac{(EI)_x \left(\frac{s}{l}\right)^4}{(EI)_y} = \frac{4,17 \cdot 10^5 \left(\frac{0,6}{3,6}\right)^4}{4,69 \cdot 10^3} = 0,069$$

Ekv (b) i avsnitt 1.2 ger

$$\kappa = -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 = -4,7 \cdot 0,069^2 + 2,9 \cdot 0,069 + 0,4 = 0,58$$

$$w = \kappa \frac{Q_d l^3}{48EI} = 0,58 \frac{1000 \cdot 3600^3}{48 \cdot 9000 \cdot 2781 \cdot 10^4} = 2,3 \text{ mm}$$

Eftersom nedböjningen av den koncentrerade lasten Q_d inte bör vara större än 1,5 mm är bjälklaget olämpligt med hänsyn till risken för besvärande svängningar. Bjälklaget böjstyvhet kan förbättras genom att skruvlimma golvspånplattorna mot bjälkarna. Se exempel 2.

Trots att bjälklaget är olämpligt kontrolleras dock även det dynamiska kriteriet.

Dynamiskt kriterium

Bjälklagets massa per ytenhet kan beräknas till $m = 35 \text{ kg/m}^2$. Ekv (c) i avsnitt 1.3 ger den lägsta resonansfrekvensen

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_x}{m}} = \frac{\pi}{2 \cdot 3,6^2} \sqrt{\frac{4,17 \cdot 10^5}{35}} = 13,2 \text{ Hz}$$

Detta värde är större än gränsen 8 Hz i avsnitt 1.1

Ekv (b) i avsnitt 1.3 ger antal egenmoder med frekvensen mindre än 40 Hz

$$n_{40} = \frac{b}{l} \left[\left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \frac{(EI)_x}{(EI)_y} \right]^{1/4} = \frac{4,8}{3,6} \left[\left[\left(\frac{40}{13,2} \right)^2 - 1 \right] \frac{4,17 \cdot 10^5}{4,69 \cdot 10^3} \right]^{1/4} = 6,92$$

Ekv (a) i avsnitt 1.3 ger

$$u_{\max} = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \cdot 10^3 = \frac{4(0,4 + 0,6 \cdot 6,92)}{35 \cdot 4,8 \cdot 3,6 + 200} \cdot 10^3 = 22,6 \frac{\text{mm}}{\text{Ns}}$$

Den relativa dämpningen ζ kan sättas till 1%. Det ger $f_1 \zeta = 13,2 \cdot 0,01 = 0,13$. Punkten $u_{\max} = 22,6 \text{ mm/Ns}^2$ och $f_1 \zeta = 0,13$ ligger inom det osäkra området i figur (a) i avsnitt 1.3 men ganska nära den undre begränsningslinjen.

Exempel 2

Samma förutsättningar som i exempel 1 med den skillnaden att golvspånskivan skruvlimmas mot bjälkarna så att man kan räkna med samverkan mellan golvspånskiva och bjälkar.

Medverkande flänsbredd b_{ef} kan enligt *Carling* (8) sättas till

- $b_{ef} \leq 30t_f = 30 \cdot 22 = 660$ mm (buckling)
- $b_{ef} \leq 0,2l = 0,2 \cdot 3600 = 720$ mm (skjuvdeformationer i skivan)

b_{ef} kan dock inte bli större än det fria avståndet mellan bjälkarna, dvs $600 - 45 = 555$ mm.

Totalt medverkande bredd blir $b_{medv} = 600$ mm och den fiktiva flänsbredden

$$b_{ef} = \frac{E_{skiva}}{E_{trä}} b_{medv} = \frac{2400}{9000} 600 = 160 \text{ mm}$$

Tyngdpunktens avstånd från underkant balk kan beräknas till 129 mm och det samverkande tvärsnittets tröghetsmoment till $5750 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$. Det ger

$$(EI)_x = \frac{9000 \cdot 5750 \cdot 10^4}{0,6} = 8,63 \cdot 10^{11} \frac{\text{Nmm}^2}{\text{m}} = 8,63 \cdot 10^5 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

Faktorn β i ekv (c) i avsnitt 1.2 blir

$$\beta = \frac{(EI)_x \left(\frac{s}{l}\right)^4}{(EI)_y \left(\frac{l}{3,6}\right)^4} = \frac{8,63 \cdot 10^5 \left(\frac{0,6}{3,6}\right)^4}{4,69 \cdot 10^3 \left(\frac{0,6}{3,6}\right)^4} = 0,142$$

Ekv (b) i avsnitt 1.2 ger

$$\kappa = -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 = -4,7 \cdot 0,142^2 + 2,9 \cdot 0,142 + 0,4 = 0,72$$

$$w = \kappa \frac{Q_d l^3}{48(EI)_x} = 0,72 \frac{1000 \cdot 3600^3}{48 \cdot 9000 \cdot 5750 \cdot 10^4} = 1,4 \text{ mm}$$

Nedböjningen är mindre än det rekommenderade värdet 1,5 mm.

Dynamiskt kriterium

Ekv (c) i avsnitt 1.3 ger den lägsta resonansfrekvensen

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_x}{m}} = \frac{\pi}{2 \cdot 3,6^2} \sqrt{\frac{8,63 \cdot 10^5}{35}}$$

Ekv (b) i avsnitt 1.3 ger antal egenmoder med frekvensen mindre än 40 Hz

$$n_{40} = \frac{b}{l} \left[\left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \frac{(EI)_x}{(EI)_y} \right]^{1/4}$$

$$= \frac{4,8}{3,6} \left[\left[\left(\frac{40}{19,0} \right)^2 - 1 \right] \frac{8,63 \cdot 10^5}{4,69 \cdot 10^3} \right]^{1/4} = 6,68$$

Ekv (a) i avsnitt 1.3 ger

$$u_{\max} = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \cdot 10^3 -$$

$$= \frac{4(0,4 + 0,6 \cdot 6,68)}{35 \cdot 4,8 \cdot 3,6 + 200} \cdot 10^3 = 21,9 \quad \frac{\text{mm/s}}{\text{Ns}}$$

Punkten $u_{\max} = 21,9 \text{ mm/Ns}^2$ och $f_1 \zeta = 0,19$ ligger inom det bättre området i figur (a) i avsnitt 1.3.

1.5 Referenser

- (1) K. R. Massarasch: Manmade vibrations, International conference on case histories in geotechnical engineering, 3, St Louis, MO, June, 1993, Proceedings, vol 2.
- (2) K. R. Massarasch: Damage criteria for small amplitude ground vibrations, KTH, Jord- och bergmekanik, Rapport JoB 26, 1991.
- (3) R. Holmberg et al. Vibrationer i samband med trafik och byggverksamhet, BFR, T43:1982. ISBN 91-540-3807-3
- (4) R. Holmberg et al: Markvibrationer och skadekriterier, BFR Rapport R85:1981. ISBN 91-540-3501-5
- (5) P-E. Eriksson: Vibration of low-frequency floors, doktorsavhandling, publikation D94:3, Konstruktionsteknisk dynamik, CTH 1994. ISBN 91-7032-953-2
- (6) S. Ohlsson: Svikt, svängningar och styvhet hos bjälklag - dimensioneringsmetoder, BFR Rapport T20:1984. ISBN 91-540-4301-8
- (7) ISO 2631-2: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz), 1989. UDC 534.1:612.014.45

- (8) O. Carling: Dimensionering av träkonstruktioner, Svensk Byggtjänst, 1992.
ISBN 91-7332-608-9
- (9) B. Magnusson: Deflection of wooden joist floors subjected to concentrated loading, CTH, Avdelningen för byggnadskonstruktion, Publikation 1980:7.

DEFORMATIONSPÅVERKAN

Olika slag av deformationspåverkan

De vanligaste slagen av den typ av påverkan som i konstruktionsreglerna sammanfattas under benämningen deformationspåverkan är

- temperaturändringar
- fuktighetsändringar (som kan ge krympning och svällning)
- stödförskjutningar.

De behandlas närmare var för sig i avsnitten 2.3, 2.4 och 2.5. Andra slag av deformationspåverkan kan förekomma och kan ofta behandlas på något sätt som är likartat det som beskrivs i det följande.

Deformationspåverkans speciella karaktär

I de flesta fall kan man beskriva laster som krafter som påverkar en konstruktion och som har en påtaglig fysikalisk orsak t ex vindtryck som kan ha en hög vindhastighet som orsak. Deformationspåverkan däremot orsakar primärt en deformation i konstruktionen t ex krympning orsakad av en minskning av materialets fuktighetshalt. Denna deformation kan sedan, om den inte kan försiggå fritt orsaka krafter i konstruktionen. Detta innebär att effekten av deformationspåverkan blir beroende av konstruktionens styvhetsförhållanden, dvs i första hand av elasticitetsmodul och dimensioner. Konsekvenserna av detta behandlas i avsnitt 2.6.

I de fall då deformationspåverkan gäller temperatur och fuktighet blir även påverkningen i sig, t ex temperaturfördelningen i en konstruktion beroende av materialets egenskaper och konstruktionens form och mått. Dessa frågor behandlas närmare i avsnitten 2.3 och 2.4.

2.3 Temperaturändringar

2.3.1 Orsaker till temperaturändringar

De vanligaste orsakerna till temperaturändringar är:

- Temperaturändringar som uppkommer vid konstruktionens tillblivelse och som kan medföra kvarvarande inbyggda spänningar, t ex temperaturändringar som uppkommer då grova betongkonstruktioner hårdnar eller vid valsning och svetsning av stål. Denna typ av problem behandlas inte här. Den hör hemma i de sammanhang där produktionen av byggnadsmaterial och byggnader behandlas.
- Temperaturändringar som uppkommer till följd av någon industriell process eller annan liknande process som äger rum i den aktuella

2 Deformationspåverkan Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast

byggnaden. Sådana temperaturändringar måste preciseras från fall till fall med hänsyn till processens art.

Naturliga variationer i utomhustemperaturen. De behandlas närmare i nästa avsnitt.

- Värmestrålning. Den behandlas också i nästa avsnitt.

Temperaturändringarna kan också vara en kombination av de nämnda orsakerna.

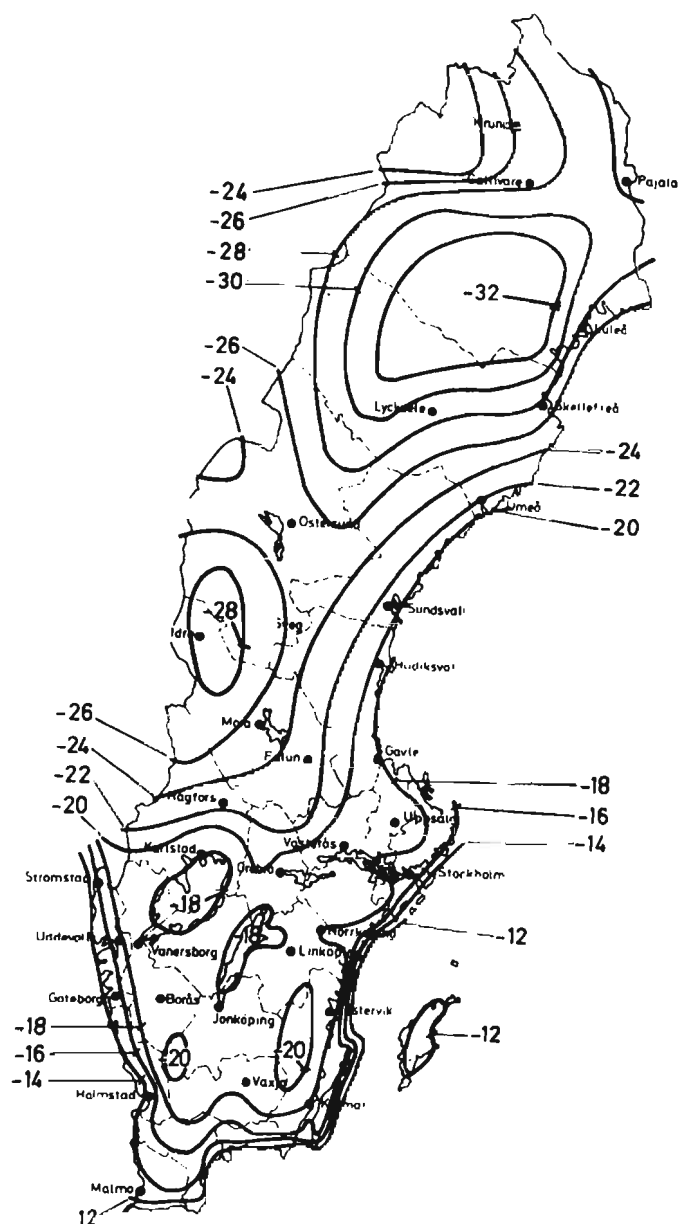
2.3.2 Utomhustemperatur och värmestrålning

Lufttemperaturen utomhus mäts på ett bestämt sätt och vid bestämda tidpunkter. Resultatet kan anges som medelvärden av temperaturen över en viss tid. De värden som för byggnadskonstruktioner är av störst intresse är:

årsmedelvärde
dygnsmedelvärde
entimmesmedelvärde

Årsmedelvärdet kan anses vara ett slags nollvärde kring vilket de andra värdena varierar. Utöver de angivna medelvärdena kan i enstaka fall momentanvärdena vara av intresse, dvs värden som gäller korta tider, t ex några minuter.

Figur (a) visar dygnsmedelvärden för låg temperatur. Värdena motsvarar vanligt lastvärde. Upprepningstiden borde därför ligga mellan 5 och 10 år men den är för de flesta stationer ca 1 år och i några enstaka fall upp till 10 år.



Figur a. Dygnsmedelvärden för låg temperatur.

Dygnsmedelvärdet för hög temperatur, på samma sätt bestämt som vanligt värde, varierar inte mycket över landet och kan sättas till + 25 °C. Entimmesmedelvärdet kan antas vara 5 °C högre än dygnsmedelvärdet för hög temperatur och 5 °C lägre för låg temperatur.

Yttertemperaturen hos en byggnadsdel kan normalt antas vara lika med lufttemperaturen ökad eller minskad med ett antal grader som beror av värmeövergångsmotstånd i ytan och av värmestrålning. Storleken av värmeövergångsmotståndet kan bedömas enligt de regler som brukar användas vid dimensionering av värmeisolering. Tabell (a) visar ett relativt grovt sätt att uppskatta inverkan av värmestrålning på yttertemperaturen hos en byggnadsdel. Värdena i tabellen gäller för mörka ytor

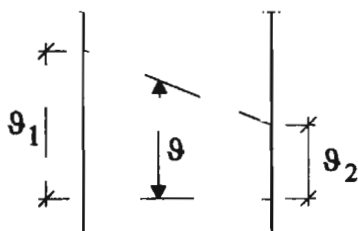
(emittans/absorbans $\sim 0,9$). För ljusa ytor är värdena lägre än de tabellen.

Tabell a. Inverkan av värmestrålning på ytemperatur. Plusvärden anger övre gränsen och minusvärden undre gränsen i förhållande till dygnsmedelvärdet.

	Sommartid		Vintertid	
	Horisontella tak	+ 45°	- 15°	+ 10°
Väggar mot söder	+ 50°	- 10°	+ 50°	- 5°
Väggar mot norr	+ 15°	- 10°	+ 5°	- 5°
Väggar mot väster och öster	+ 50°	- 10°	+ 20°	- 5°

2.3.3 Temperaturfördelning i en konstruktion

Temperaturfördelningen i en konstruktion kan bero på omgivningens temperatur, strålning samt konstruktionens materialegenskaper, form och mått. Med så många inverkande faktorer är det inte möjligt att på ett enkelt sätt bestämma temperaturfördelningen i detalj. Ofta antar man ett stationärt tillstånd där temperaturen ϑ antas variera rätlinjigt genom konstruktionen, exempelvis en vägg enligt figur (a), förutsatt att materialet är homogent.



Figur a. Stationära förhållanden ger rätlinjig temperaturfördelning i homogen vägg.

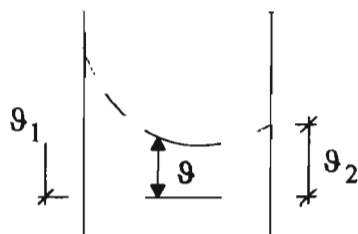
Omgivningens temperaturvariation beroende på klimat och strålning kan delas upp i

- regelmässiga variationer med perioden ett år
- regelmässiga variationer med perioden ett dygn
- slumpmässiga variationer; långvariga eller kortvariga.

Variationer med perioden ett år är så långsamma att ett stationärt tillstånd sannolikt kan gälla vid varje tidpunkt. De enskilda värdena för årsvariationen kan representeras av dygnsmedelvärdena.

Variationer med perioden ett dygn och de korta slumpmässiga variationerna kan ibland ge upphov till en starkt avvikande temperaturfördelning, se figur (b), jämfört med figur (a). Tempera-

turfördelningen i figur (b) kan uppkomma om den tid det tar för tillfört värme att fortplantas från väggens yta till dess mitt inte är försumbar i förhållande till temperaturvariationernas period.



Figur b. **Principiell temperaturfördelning under icke stationära förhållanden, t ex i tjock betongvägg, $t > \text{ca } 0,3 \text{ m}$.**

Temperaturen i väggens mitt kommer att "släpa efter" yttemperaturen och variationernas storlek blir också mindre. Detta gäller t ex för temperaturens dygnsvariation i tjocka betongväggar, vägg tjockleken över ca 0,3 m.

I andra fall kan man förenkla bedömningen av temperaturfördelningens betydelse genom att anta en rätlinjig temperaturfördelning men med reducerade temperaturdifferenser.

I de flesta fall kan

- stålkonstruktioner och tunna betongkonstruktioner ($\leq 0,2 \text{ m}$) dimensioneras för temperaturens entimmesmedelvärde.
- grova betongkonstruktioner ($> 1,0 \text{ m}$) normalt dimensioneras utan hänsyn till dygnsvariationerna, d v s dygnsmedelvärdet kan användas.
- temperaturvärdena väljas genom interpolation för betongkonstruktioner mellan 0,2 och 1,0 m.

2.4 Fuktighetsändringar

2.4.1 Fuktighetsändringarnas effekter och orsaker

Här behandlas endast sådana effekter av fuktighetsändringar i en konstruktion som är knutna till konstruktionens bärande funktion d v s effekter i form av deformationer eller krafter. Det innebär att den kanske mest betydelsefulla effekten av fuktighetens inverkan - den på beständigheten - inte behandlas.

Konstruktioner av betong, murverk och trä påverkas av fukt på så sätt att ökad fukthalt i materialet ger en svällning och minskad fukthalt en krympning. Dessutom påverkas krympningen i materialet. Det kan vara svårt att skilja på vad som är krympning och vad som är krypning. Krympningen kan uppfattas som beroende av fukthalten i materialet eller krympningen kan uppfattas som beroende av spänningstillståndet i konstruktionen. I det följande behandlas krympning och svällning som effekt av fuktighetsändringar.

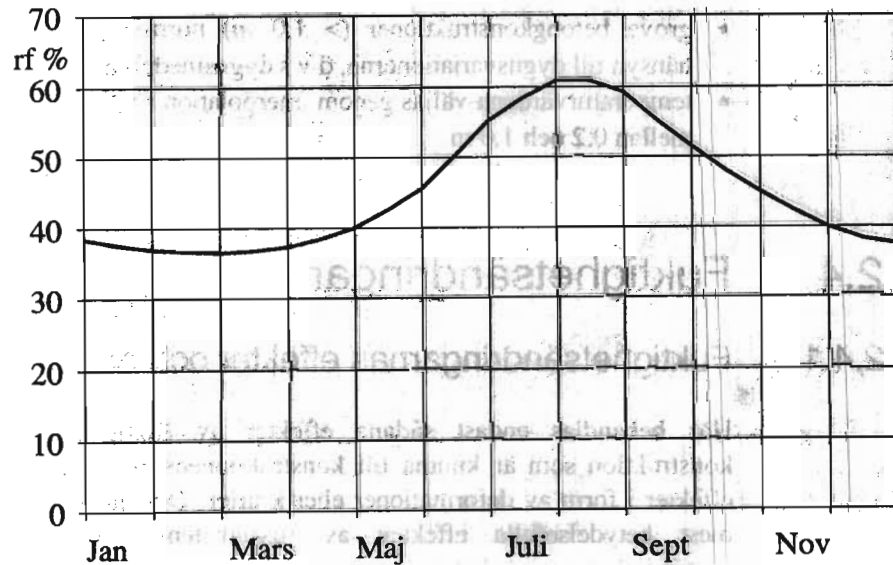
2 Deformationspåverkan Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast

För betongkonstruktioner - och i viss grad även för murverkskonstruktioner - uppkommer den största fukthalten i materialet vid det tillfälle då materialet tillverkas. Under en längre eller kortare period därefter sker en minskning av fukthalten i konstruktionen med åtföljande krympning som dominerande effekt. Minskningen av fukthalten och därmed en ökning av krympningen sker snabbare ju lägre omgivningens luftfuktighet är. I ett senare skede då fuktigheten i materialet är liten kan en ökning av omgivningens luftfuktighet ge en ökning av fuktigheten i materialet och en svällning i konstruktionen.

För trä bör det inte finnas en initieell dominerande fukthalt med hänsyn till riskerna för mögel och liknande. Därför blir fukthalten i träkonstruktioner, och därmed deras svällning och krympning, mera direkt beroende av omgivningens luftfuktighet.

Luftfuktigheten i omgivningen kan vara beroende av

- luftfuktigheten utomhus, som i hög grad är beroende av lokala förhållanden och tillfälliga klimatvariationer. Ett rimligt årsmedelvärde på den relativa fuktigheten kan vara 80%.
- luftfuktigheten inomhus som med rimlig noggrannhet kan antas beskrivas av kurvan i figur (a) för flertalet utrymmen i bostadhus, kontor, sjukhus, skolor, varuhus och andra lokaler som är ständigt uppvärmda och där speciella anordningar för reglering av luftfuktigheten inte vidtagits.
- luftfuktigheten i lokaler med speciell industriell verksamhet eller annan verksamhet som styr luftfuktigheten. Exempel kan vara torkanläggningar som ger låg luftfuktighet.



Figur a. Relativ fuktighet inomhus under året.

2.4.2 Fuktighetens fördelning i en konstruktion

I princip är de förhållanden som styr fuktighetsfördelningen i en konstruktion tämligen likartade med de som styr temperaturfördelningen men de synes vara mer komplicerade.

För betongkonstruktioner ger bl a *Betonghandbok, Konstruktion* (1) avsnitt 2.3:5 information om tidsskalan. Man kan där utläsa att för en 0,2 meter tjock vägg tar det ca 8 månader innan krympningen uppgår till 80% av slutkrympningen. För en 1,0 meter tjock vägg tar det ca 5 år innan krympningen uppgår till 50 % och mer än 30 år innan den uppgår till 80 % av slutkrympningen. Detta innebär att, med undantag för extremt tunna betongkonstruktioner, kan man bortse från dygnsvariationer och andra tillfälliga variationer i luftfuktigheten. Variationen enligt figur (a) i föregående avsnitt eller årsmedelvärden är ofta tillräcklig information.

Träkonstruktioner är något mer känsliga för fuktighetsändringar än betongkonstruktioner d v s fukthalten i materialet varierar, vid i övrigt lika förhållanden, något mera i takt med omgivningens variationer. Inverkan av dygnsvariationer i luftfuktigheten kan därför vara märkbar men för normala träbalkar är den dock av underordnad betydelse i jämförelse med inverkan av årsvariationerna. Inverkan av dygnsvariationerna är för sådana konstruktioner vanligtvis mindre än osäkerheten i inverkan av årsvariationerna. Det kan därför vara rimligt att bortse från dem. För mycket tunnväggiga konstruktionsdelar (t ex balkliv av plywood) kan dock dygnsvariationerna ha viss betydelse.

2.5 Stödförskjutningar

BKR 94, utdrag ur avsnitt 4:1

Utformning av geokonstruktioner skall ske med hänsyn till samverkan mellan konstruktion och undergrund.

Råd. Den kraftomfördelning som kan ske till följd av konstruktionens och undergrundens styvhet bör beaktas.

BKR 94, utdrag ur avsnitt 4:32

För geokonstruktioner skall beaktas att bruksgränstillståndet ofta är dimensionerande.

Råd: Vid dimensionering av geokonstruktioner i bruksgränstillstånd bör samverkan mellan jord (berg) och konstruktionens övriga delar beaktas.

Deformationspåverkan av stödförskjutningar beaktas vid dimensionering i såväl brott- som bruksgränstillstånd. Stödförskjutningarna är oftast föranledda av sättningar eller sidorörelser i undergrunden.

Inverkan av tjäle kan medföra deformationspåverkan i form av sättningar och sidorörelser men också i form av hävning (tjällyftning). Sättningar av tjäle inträffar främst i utfylld jord som varit påverkad av frost i samband med utfyllningen och i lerjord som ej tidigare varit utsatt för tjälpåverkan.

Vid dimensionering beaktas sättningar orsakade av den aktuella byggnadens påverkan på undergrunden. Därvid beaktas tillskottslaster från byggnaden, men också inverkan av uppfyllnader och schakter under byggnaden.

Sättningar och sidorörelser orsakade av omgivningspåverkan bör också beaktas. Markuppfyllnad, schaktning, grundvattensänkning, spont- och påslagning i närområdet är exempel på omgivningspåverkan som kan medföra sättningar/sidorörelser och därmed deformationspåverkan på byggnader.

Prognoser för sättningar och sidorörelser kan utföras med olika metoder:

- beräkning
- konstruktionsspecifik bedömning på basis av erfarenhet
- schablonmässig ansats utan objektsspecifik värdering

Prognoser bör, där det är möjligt, baseras på beräkningar. Beräkningar kan genomföras på basis av objektsspecifika materialdata eller på basis av sammanställd och värderad erfarenhet.

Sättningar och sidorörelser går inte alltid att beräkna, det gäller t ex omgivningspåverkan av spont- och påslagning. Deformationspåverkan kan då observeras genom mätningar av markens rörelser. Åtgärder vidtas om den observerade rörelsen överstiger acceptabelt gränsvärde.

Samverkan mellan byggnad och undergrund bör beaktas vid värderingen av deformationspåverkan på byggnader. För statistiskt obestämda konstruktioner kan kraftfördelningen inom byggnaden väsentligt förändras till följd av deformationspåverkan.

Dimensionering med hänsyn till deformationspåverkan

Dimensionering i brottgränstillstånd

I många fall är det fullt rimligt att bortse från deformationspåverkan vid dimensionering i brottgränstillstånd. Detta beror på att plasticering i ett material medför ökade deformationer utan ökning av spänningarna. För betongkonstruktioner kan även sprickbildning innebära en reduktion av de krafter och moment som orsakas av deformationspåverkan. Detta förhållande behandlas dock i nästa avsnitt i samband med dimensionering för bruksgränstillstånd.

Även om deformationspåverkan i ett brottstadium inte leder till att brottgränsen överskrids kan brott inträffa genom att materialets deformationsförmåga uttöms. Möjligheten till att bortse från inverkan av deformationspåverkan har nära sammanhang med möjligheten till omlagring av krafter och moment genom tillämpning av någon form av gränslastteori. I båda fallen erfordras en tillräcklig deformationsförmåga hos konstruktionen.

Om deformationspåverkan tas med som belastning i brottgränstillstånd bör följande förhållande beaktas. Vid beräkning enligt elasticitetsteori blir lasteffekten proportionell mot elasticitetsmodulen. Om elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde används blir således lasteffektens dimensioneringsvärde

$$S_d \text{ proportionell mot } \frac{E_k}{\gamma_m \gamma_n}$$

Bärförmågans dimensioneringsvärde

$$R_d \text{ blir proportionell mot } \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_n}$$

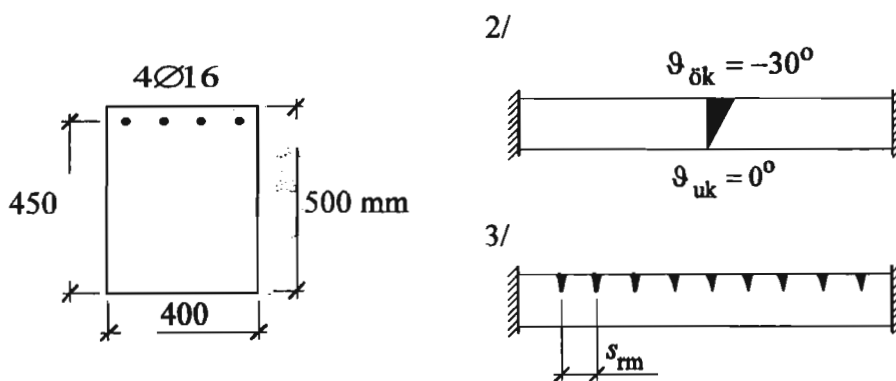
γ_n har samma värde för S och R och resultatet av dimensioneringen blir därför oberoende av γ_n dvs oberoende av säkerhetsklass. Man får också minskat värde på S_d för högre säkerhetsklass. γ_m kan ha olika värden för S och R . Dessa konsekvenser förefaller inte rimliga. Därför bör lasteffekter av deformationspåverkan inte beräknas med dimensioneringsvärden utan med karakteristiska värden för elasticitetsmodulen.

2.6.2 Dimensionering bruksgränstillstånd

Deformationspåverkan har ibland väsentlig betydelse vid dimensionering för bruksgränstillstånd. Den kan orsaka deformationer, spänningar som kan medföra lokala skador samt sprickbildning i betongkonstruktioner och murverkskonstruktioner. Deformationspåverkan är den väsentligaste orsaken till att s k dilatationsfogar ofta används vid långa konstruktioner.

Beräkning av deformationspåverkans effekter i bruksgränstillstånd bör normalt utföras enligt elasticitetsteori. Normalt uppkommer inga större problem vid denna beräkning möjligen med undantag för beräkning av sprickbredder i betongkonstruktioner. Denna fråga skall behandlas något närmare i det följande.

Då man beräknar sprickbredder i en konstruktion belastad med krafter (egentyngd, snölast etc) brukar man beräkna moment och därur armeringsspänningar och armeringstöjningar. Med kännedom om sprickavståndet som väsentligen beror på konstruktionens utformning kan sedan sprickbredden beräknas. Allt detta beskrivs i *BBK 94*. Det förekommer att man på precis samma sätt när det gäller deformationspåverkan. Moment och spänningar i betongen beräknas för osprucket tvärsnitt och sedan kan man med hjälp av något sprickkriterium avgöra om uppsprickning sker eller inte. Så långt finns inget att invända. Om man, där uppsprickning sker, beräknar armeringsspänningen ur det tidigare framräknade momentet och sedan bestämmer sprickbredden ur motsvarande armeringstöjning gör man emellertid i regel en oacceptabel förenkling. Man bortser då från att momenten minskar väsentligt när uppsprickning sker och får därför en alltför stor sprickbredd. Detta kan exemplifieras på ett enkelt och något schematiskt exempel som visas i figur (a). Betrakta en betongbalk som är dubbelsidigt fast inspänd (men fritt rörlig i längsled). Balken har tvärsnitt enligt figur (a1). I balkens överkant sänks temperaturen med 30 °C.



Figur a. 1/ Tvärsnitt
2/ Osprucken balk
3/ Sprucken balk
Den fast inspända balken är rörlig i längsled.

Betongens elasticitetsmodul = $E_c = E_{ck} = 30\,000\text{ MPa}$, K30

Armeringens elasticitetsmodul = $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

Betongens längdutvidningskoefficient = $\alpha = 10^{-5}\text{ }1/^\circ\text{C}$

Balken utsätts för en töjningsskillnad mellan över- och underkant

$$\Delta\varepsilon = \alpha \Delta\vartheta = 10^{-5} \cdot 30 = 3 \cdot 10^{-4}$$

I osprucket tillstånd, figur (a2), gäller geometrivillkoret, som ger krökningen

$$\frac{1}{r} = \frac{\Delta\varepsilon}{h} = \frac{3 \cdot 10^{-4}}{0,5} = \frac{1}{1667} \text{ m}$$

för den fritt upplagda balken - dock utan moment. Inspänningen "böjer tillbaka balken" - teoretiskt till helt rakt läge för en balk av homogent elastiskt material. Det ger det konstanta momentet

$$\frac{1}{r} = \frac{M_I}{E_c I_I} \quad M_I = \frac{E_c I_I}{r} = \frac{30000 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12}}{1667} = 0,075 \text{ MNm}$$

Dragspänningen i överkanten blir (armeringens inverkan försummas)

$$\sigma_c = \frac{M y}{I} = \frac{0,075 \cdot 6}{I} \text{ MPa}$$

Betongen kan väntas spricka då $\sigma_c > k f_{ct} = 1,08 \cdot 1,6 = 1,73 \text{ MPa}$ (BBK 94, avsnitt 4.5.3, med $\zeta = 1,0$)

Efter uppsprickning fungerar balken som ett antal finita element med längden lika med sprickavståndet. Om elementen är korta i förhållande till balklängden och sprickbredderna relativt små, torde det dock vara en god approximation att anta att balken fortfarande är rak, dvs $r = 1667 \text{ m}$ relativt det deformerade och spänningslösa läget för den fritt upplagda balken.

Det spruckna tvärsnittets styvhet blir - utan hänsyn till krypning - med $\alpha = E_s/E_c = 200000/30000 = 6,67$ och $\rho = A_s/A_{bd} = 4 \cdot 201 \cdot 10^{-6}/(0,4 \cdot 0,45) = 0,0045$, dvs $\alpha\rho = 0,0298$ samt

$$\xi = \frac{x}{d} = \alpha\rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha\rho}} - 1 \right) = 0,0298 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{0,0298}} - 1 \right) = 0$$

$$E_c I_{II} = E_s b d^3 \rho (1 - \xi) \left(1 - \frac{\xi}{3}\right)$$

$$E_c I_{II} = 200000 \cdot 0,40 \cdot 0,45^3 \cdot 0,0045 \cdot (1 - 0,216) \left(1 - \frac{0,216}{3}\right)$$

Det ger momentet M_{II}

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{II}}{E_c I_{II}} \quad \frac{1}{r} = \frac{1}{1667} = \frac{M_{II}}{23,9} \quad \text{dvs} \quad M_{II} = 0,0143$$

Med inre hävarmen $z = 0,4 \text{ m}$ blir stålspänningen

$$\sigma_s = \frac{0,0143}{0,4 \cdot 804 \cdot 10^{-6}} = 44 \text{ MPa}$$

mm,

$$\kappa_2 = 0,25 - \frac{d_{ef}}{8(h-x)} = 0,25 - \frac{84}{8(500 - 0,216 \cdot 450)} = 0,224$$

$$\text{blir } s_{rm} = 50 + \kappa_1 \kappa_2 \Phi / \rho_r = 50 + 0,8 \cdot 0,224 \cdot 16 / 0,0239 = 170 \text{ mm}$$

Med $\nu = 0,9$ ger det slutligen sprickbreddens medelvärde

$$w_m = \nu \frac{\sigma_s}{E_s} s_{rm} = 0,9 \frac{44}{200000} 170 = 0,034 \text{ mm}$$

En övre gräns för medelsprickavstånd bör vara lika med betongens förkortning av temperatursänkningen på en längd lika med sprickavståndet s_{rm} , dvs

$$w_m = \alpha \Delta \vartheta s_{rm} = 10^{-5} \cdot 30 \cdot 170 = 0,05 \text{ mm}$$

Detta resultat tyder på att den genomförda beräkningen med bibehållen krökning efter uppsprickning gett en tillfredsställande noggrannhet. Om man däremot bibehåller bömomentet $M_I = 0,075 \text{ MNm}$ blir sprickbredden $w_m = 0,2 \text{ mm}$, vilket innebär en grov överskattning.

2.7 Referenser

- (1) Betonghandbok, Konstruktion, utgåva 2, AB Svensk Byggtjänst och Cementsa AB, 1990.
ISBN 91-7332-533-3

3 OLYCKSLAST

3.1 Allmänt

Olyckslaster orsakas ofta av någon form av vad man i allmänt språkbruk kallar olyckshändelser, t ex påkörning, explosion etc. Dessa laster är oönskade och inte knutna till konstruktionens funktion vid normal användning. Olyckslasterna är i de flesta fall kortvariga och har ofta en dynamisk karaktär men det finns även exempel på olyckslaster som kan ha längre varaktighet, t ex laster till följd av översvämning.

En olyckslast som verkar på en konstruktion, exempelvis en kraft orsakad av påkörning, kan ha en hel skala värden alltifrån små krafter vid lindriga fall till mycket stora värden vid allvarliga olyckshändelser. Någon strikt definition av storleken på de olyckslaster som bör beaktas finns inte. Man tilldelar i allmänhet olyckslasten en storlek som är nära den övre gränsen för vad man räknar med kan förekomma och som man anser vara rimligt att konstruktionen skall kunna utsättas för utan kollaps. I stadsbebyggelse kan det t ex vara rimligt att räkna med påkörning av ett 40-tons fordon med hastigheten 50 km/h. Men inte med ett 80-tons fordon med hastigheten 90 km/h även om det inte kan uteslutas. Bestämningen av storleken på en olyckslast grundar sig därför ofta på en subjektiv bedömning och den blir också beroende av den konstruktion som utsätts för olyckslasten.

I vissa fall kan olyckslaster ha två olika nivåer på storleken; en nivå med höga laster som räknas som olyckslast och en nivå med betydligt lägre värden som räknas som variabel last på gängse sätt i brott- och bruksgränstillståndet. Ett exempel på detta är påkörning som kan behandlas som variabel last med värden enligt *BKR 94*, 3:431 eller som olyckslast i avsnitt 3.3 i denna handbok.

Man kan dela in olyckslaster i två grupper. Den ena gruppen gäller laster som kan uppkomma i eller vid byggnader där en verksamhet bedrivs som innebär påtaglig risk för olyckshändelse, t ex hantering eller framställning av explosiva varor. I sådana fall fordras särskilda skyddsåtgärder anpassade till förhållandena och de behandlas inte i det följande.

Den andra gruppen gäller olyckslaster som kan uppkomma till följd av olyckliga omständigheter i eller vid vanliga byggnader som bostäder, kontor skolor etc. Dessa behandlas i det följande.

Brand

Brand hör till de vanligaste olyckslasterna. De problem som hänger samman med uppkomst och utveckling av brand och åtgärder för att förhindra uppkomsten eller minska följderna av en brand behandlas i *BKR 94*, 10:2 och i *BBR 94*, 5.

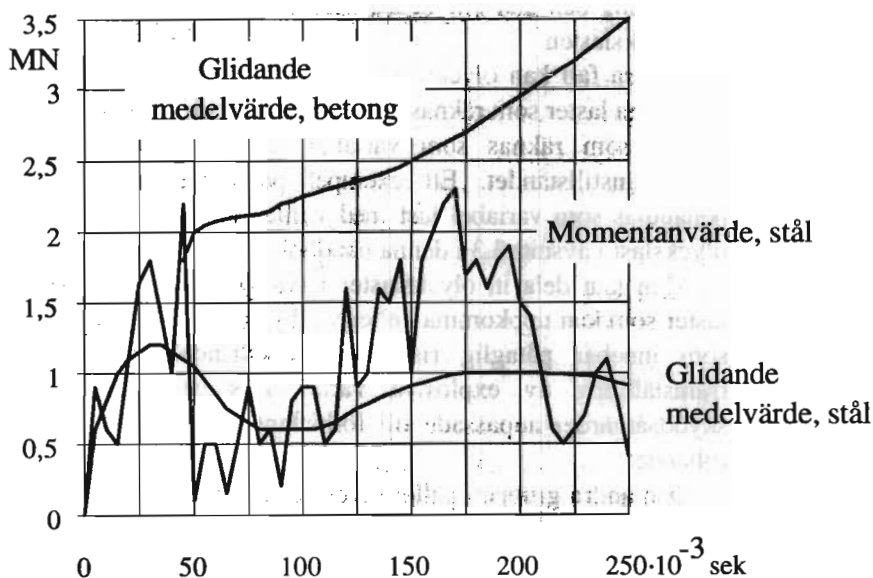
Normalt behöver inte två olika olyckslaster kombineras. I vissa fall kan en brand uppkomma till följd av en explosion. I ett sådant fall kan det vara nödvändigt att bedöma den samlade effekten av brand och explosion.

Påkörning

3.3.1 Allmänt

Underlag för detta avnitt har i första hand varit *SBN 2A* (1), *Popp* (2) och (3) samt *Christiansson* (4).

I (2) och (3) redovisas 21 krockprov med lastbil och ett med personbil mot pelare. Två av krockproven med lastbil mot pelare är återgivna i figur (a).



Figur a. Last-tidförlopp för krockprov utförda av Camillo Popp (2) med lastbil mot i båda ändar ledad pelare utan normalkraft och med längden 3,6 m av

- betong med tvärsnitt 550 mm x 650 mm, symmetriskt armerad med $\rho = 5,85\%$. Betongkvaliteten ungefär K30 och stålkvaliteten Ks400. Statisk brottlast var beräknad till $Q_{dim,btg} = 1685$ kN för en horisontell punktlast 1,2 m från stöd (= marknivå). Bilens hastighet och massa var 22,2 m/s, ca 80 km/h, resp 18 ton. För betongpelaren redovisas endast det glidande medelvärdet, som är definierat i ekv (a).

- stål med profil ungefär motsvarande HE 500A med kvalitet SS 1311. Statisk brottlast var beräknad till $Q_{\text{dim, stål}} = 1040$ kN för en horisontell punktlast 1,2 m från stöd (= marknivå). Bilens hastighet och massa var även i detta fall ca 80 km/h eller 22,2 m/s resp 18 ton.

Pelaren i figur (a) deformerades vid stöten 25-30 mm dock utan att gå till brott. Lastbilarna deformerades däremot kraftigt. Pelaren trängde in ett par meter i fordonen.

Maxvärdet av det glidande medelvärdet av stötkraften under stöten, dvs max av

$$Q_m = \frac{1}{t} \int_{t_0}^t Q dt \quad (a)$$

var 3500 kN för betongpelaren och 1300 kN för stålpelaren.

I samband med remissen av *NKBs förslag till last- och säkerhetsbestämmelser* (5), som legat till grund för avsnittet om påkörning i *SBN 2A* (1), publicerade *von Essen* och *Sundquist* en uppsats i *Väg- och vattenbyggaren* (6) som innehåller en noggrann teoretisk analys av stötförlopp. *Palm* har i (7) sammanställt och diskuterat en mycket omfattande referenslista. *CIB-Report* (8) innehåller probabilistiska och mekaniska modeller för beskrivning av påkörningskafter mot byggnad av fordon, fartyg och flygplan. I *Bangash* (9), som är mycket omfattande, behandlas både påkörning och explosion.

Till skillnad från dimensionering för statisk last gäller vid påkörning att konstruktionen primärt skall "fånga upp" en energimängd och inte en kraft. Konstruktionen och/eller speciellt påkörningsskydd bör därför om möjligt utformas med stor seghet och tøjbarhet.

Man bör vid dimensionering för påkörning skilja på sådana konstruktioner som enbart har till uppgift att ta upp påkörningsenergin, t ex räcken, och sådana konstruktioner som har en annan primär uppgift, t ex pelare i bottenvåningen av en byggnad. De förstnämnda kan i princip få deformerats obegränsat. För de sistnämnda måste deformationen ofta begränsas för att inte den primärt bärande funktionen skall gå förlorad. Följande principer och metoder är inriktade på det sistnämnda fallet.

3.3.2 Rörelseenergi och stötkraft

Med hänsyn till pelarnas relativt blygsamma deformation och ringa vikt jämfört med fordonet kan man normalt göra följande antaganden - som inte bekräftas av de extremt häftiga krockproven enligt figur (a) i föregående avsnitt - vid beräkning av stötkraften: All deformation sker i fordonet under konstant kraft, dvs plastiskt. Det ger stötkraften

$$Q = \frac{W}{s} = \frac{mv^2}{2s} \quad (a)$$

W fordonets rörelseenergi omedelbart före kollisionen

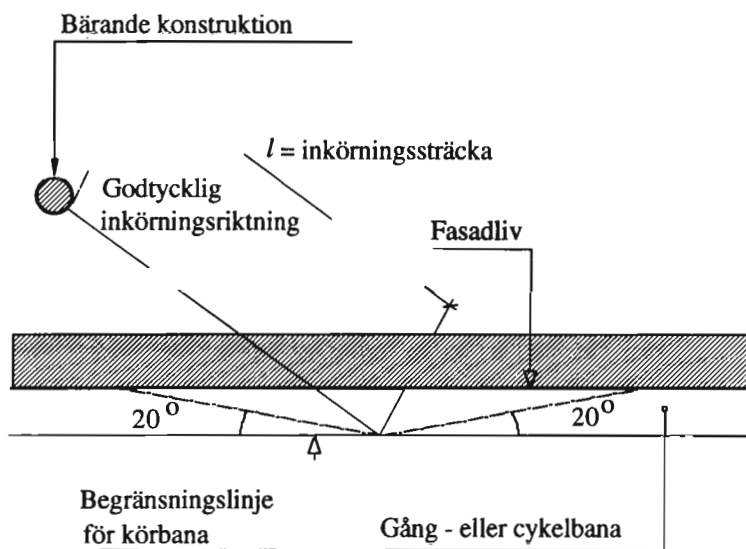
m fordonets massa

v fordonets hastighet

s förflyttning av fordonets tyngdpunkt under stöten

3.3.3 Inkörningsriktning och inkörningssträcka

Följande figur (a) visar inkörningsriktning, som är godtycklig inom $180^\circ - 2 \cdot 20^\circ = 140^\circ$, och inkörningssträcka, som skall räknas från körbanans begränsningslinje. Vid flackare inkörningsvinkel än 20° förutsätts ingen påkörning.



Figur a. Inkörningsriktning och inkörningssträcka l .

Om ett fordon lämnar körbanan och följer inkörningsriktningen är det rimligt att anta att föraren bromsar och att hastigheten successivt minskar. Som utgångsvärden vid beräkning används de värden som gäller omedelbart innan fordonet lämnar körbanan. Dessa värden tilldelas index 0, dvs

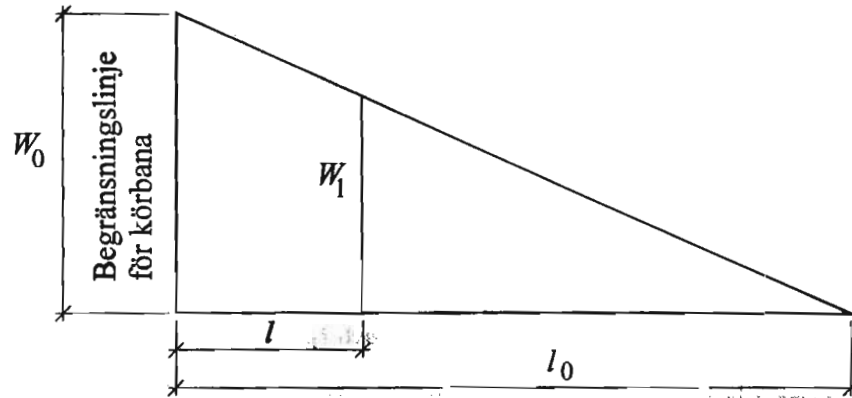
hastigheten v_0

rörelseenergin W_0

Om påkörningen antas ske vid detta tillfälle, dvs vid körbanekant, betecknas påkörningskraften Q_0 och tyngdpunktens förflyttning under stöten s_0 .

Den generella ekv (a) i föregående avsnitt gäller naturligtvis även om parametrarna tilldelas index 0.

Retardationskraften under fordonets rörelse, dvs bromskraften, längs inkörningssträckan antas konstant vilket innebär att rörelseenergin avtar rätlinjigt från W_0 till värdet 0 på sträckan l_0 enligt följande figur (b).



Figur b. Samband mellan inkörningssträcka l och rörelseenergi W_1 .

Avståndet l_0 kan uppfattas som fordonets bromssträcka, dvs

$$l_0 = \frac{0,5v_0^2}{g\mu_{\text{broms}}} \quad (\text{a})$$

där v_0 fordonets hastighet före inbromsning i m/s
 g jordaccelerationen, $9,81 \text{ m/s}^2$
 μ_{broms} friktionskoefficienten vid bromsning

Under förutsättning att

- $Q/Q_0 = s/s_0$ och
- att rörelseenergin antas avta rätlinjigt från W_0 till värdet 0 på sträckan l_0 kan stötkraften Q beräknas ur

$$Q = Q_0 \sqrt{1 - \frac{l}{l_0}} \quad (\text{b})$$

3.3.4 Val av numeriska värden

Den påkörningskraft som skall läggas till grund för dimensioneringen blir beroende av karaktären hos den omgivning där det påkörda objektet befinner sig. Med hänsyn till detta indelas omgivningen i följande fyra fall:

- Invid huvudtrafikled. Det förutsätts även att påkörningskrafterna bestäms med värdena Q_0 och l_0 enligt b/.
- Inom områden där snabb gatu- eller vägtrafik inte förekommer och inte kan antas bli aktuell utan där endast trafik med låg hastighet förekommer. Exempel på sådana områden är mindre gator i tätt bebyggda områden, gårdsplaner, trädgårds- och parkområden m m, på vilka arbetsfordon och fordon med leveranser kan förekomma.
- Inom en byggnad där trafik kan förekomma.
- I parkeringshus för personbilar.

I följande tabell (a) är kolumn 4, 6 och 7 samt massa och hastighet för det tyngsta fordonet hämtade från *NKBs riktlinjer för last och säkerhet* (5). Övriga uppgifter på massa och hastighet är bedömningar efter diskussion med förslagsställaren till avsnittet om påkörning i SBN 2A; Lars Östlund. Kolumn 5 är beräknad med hjälp av ekv (a) i 3.3.2. Lägg märke till att värdena i tabellen är ganska avrundade och att flera kombinationer av m och v kan ge samma W_0 .

Tabell a. m, v, s, W_0, Q_0 och l_0 .

Fall	Massa	Hastighet		Rörelse- energi	Stöt- kraft	TPs för- flyttning	Broms- sträcka
Se ovan	m ton (1)	v km/h (2)	v m/s (3)	W_0 kNm (4)	Q_0 kN (5)	s m (6)	l_0 m (7)
a	40	50	13,9	4000	1500	2,70	25
b	10	30	8,3	350	400	0,90	9
c	10	10	2,8	40	150	0,25	1
d	1,5	10	2,8	6	40	0,15	-

3.3.5 Bedömning av inkörningssträcka

En bedömning av inkörningsriktning kan baseras påföljande förenklade antaganden eller scenario: Ett fordon kör med hastigheten v_0 i en körfil närmast gång- eller cykelbana. För att undvika en kollision antas fordonet bromsa häftigt och samtidigt svänga utan att sladda eller välta, dvs så att relativt stora värden på friktionskoefficienterna för inbromsning μ_{broms} resp för sladdning μ_{sladd} uppnås. Både μ_{broms} och μ_{sladd} antas konstanta under inbromsning/svängning.

Den vägsträcka l som fordonet tillryggalägger under inbromsning från v_0 till v bestäms då av

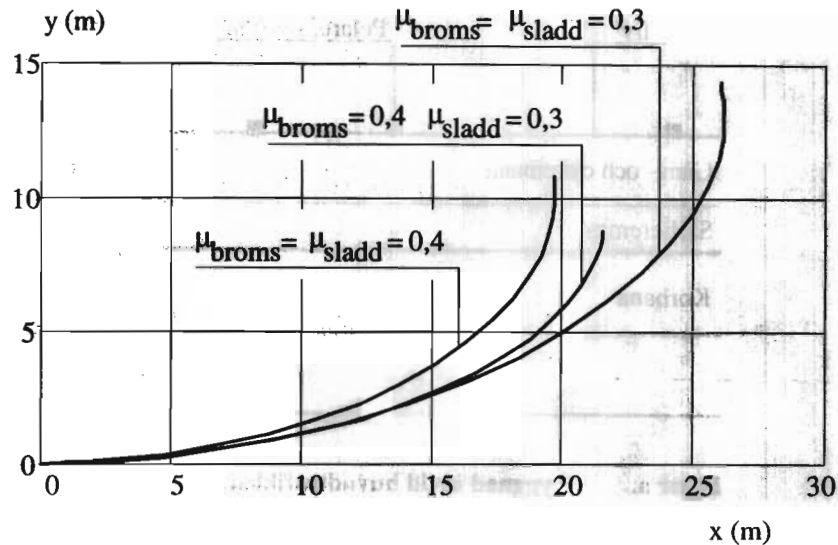
$$l = \frac{v_0^2 - v^2}{2\mu_{\text{broms}}g} \quad (\text{a})$$

Om fordonet nått och jämt sladdar kan svängningsradien R beräknas ur

$$R = \frac{v^2}{\mu_{\text{sladd}}g} \quad (\text{b})$$

Svängningsradien kan dock inte bli mindre än vad fordonet tillåter, dvs inte mindre än R_{min} .

Figur (a) visar fordonets väg med ovan givna förutsättningar. Friktionskoefficienten för sidokraft utan inbromsning kan uppgå till 0,40-0,50 och för inbromsning utan svängning till ca 0,70. Efter förslag från Väg och Trafikinstitutet är det här dock räknat med något lägre värden på friktionskoefficienterna.



Figur a. Fordonets - egentligen tyngdpunktens - väg vid häftig inbromsning från 50 km/h till stopp och samtidig svängning utan sladdning med $R_{\min} = 5$ m.

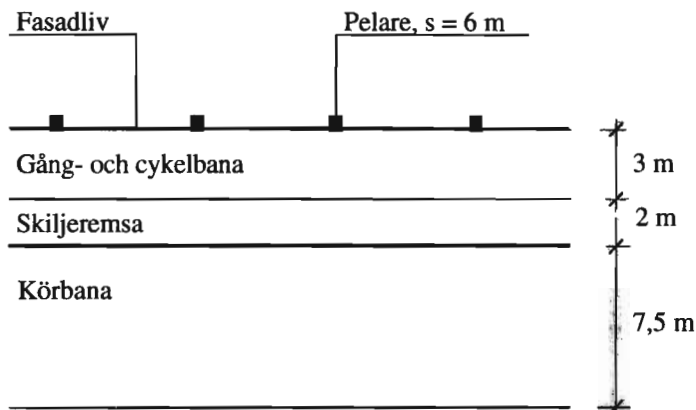
Figur (a) kan användas som ledning vid bedömning av inkörningsriktning. Välj försiktiga värden på friktionskoefficienterna, t ex 0,4 för bromsning och 0,3 för sladdning. Med hänsyn till de osäkra förutsättningarna kan man låta origo i figur (a) sammanfalla med "inkörningspunkten" i figur (a) i avsnitt 3.3.3, dvs med skärningspunkten mellan körbanekant och inkörningsriktning. Exempel 1 i nästa avsnitt visar hur figur (a) kan användas för bedömning av inkörningssträcka.

Vid dåligt väglag kan man inte räkna med så höga värden på friktionskoefficienten. I gengäld är det rimligt att tänka sig att fordonen färdas med lägre hastighet.

3.3.6 Exempel

Exempel 1

Figur (a) visar en byggnad invid en huvudtrafikled. Bestäm den påkörningskraft som pelarna i fasadlivet bör dimensioneras för.



Figur a. Byggnad invid huvudtrafikled.

Här måste fordonet förflytta sig 5 m från körbanekanten för att träffa en pelare. Kurvan för $\mu_{\text{broms}} = 0,4$ och $\mu_{\text{sladd}} = 0,3$ från figur (a) i föregående avsnitt visar att för $y = 5$ m är x ca 19 m och inkörningssträckan kan då approximativt sättas till $l = \sqrt{5^2 + 19^2} \approx 20$ m. Bromssträckan l_0 är 25 m. Ekv (b) i avsnitt 3.3.3 ger med $Q_0 = 1500$ kN enligt tabell (a) i avsnitt 3.3.4

$$Q = Q_0 \sqrt{1 - \frac{l}{l_0}} = 1500 \sqrt{1 - \frac{20}{25}} = 670 \text{ kN}$$

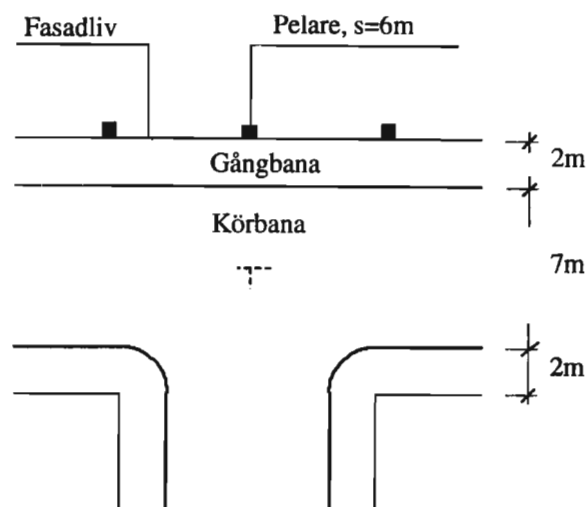
För att fordonet skall kunna köra vinkelrätt mot fasaden bör man kunna gå från a/ till b/ i tabell (a) i avsnitt 3.3.4. Eftersom bromssträckan l_0 är 9 m för fall b/ och inkörningssträckan 5 m ger ekv (b) i avsnitt 3.3.3 med $Q_0 = 400$ kN.

$$Q = Q_0 \sqrt{1 - \frac{l}{l_0}} = 400 \sqrt{1 - \frac{5}{9}} = 270 \text{ kN}$$

Pelarna i fasadlivet bör dimensioneras för påkörningskraften 670 kN.

Exempel 2

Figur (b) visar en T-korsning i tätbebyggt område. Bestäm den påkörningskraft som pelarna i fasadlivet bör dimensioneras för.



Figur b. T-korsning i tättbebyggt område.

Här kan ett fordon köra vinkelrätt mot fasaden. Med $l_0 = 9$ m och $Q = 400$ kN enligt tabell i avsnitt 3.3.4 samt $l = 2$ m enligt figur (b) ger ekv (b) i avsnitt 3.3.3

$$Q = Q_0 \sqrt{1 - \frac{l}{l_0}} = 400 \sqrt{1 - \frac{2}{9}} = 350 \text{ kN}$$

3.4 Explosion

3.4.1 Allmänt

En explosion uppkommer genom att energi frigörs hastigt. Den kan förorsakas av sprängmedel, av gaser eller dammoln, ångexplosioner, högtryckskärl eller okontrollerad kärnreaktion.

Explosiva material kan vara fasta ämnen, vätskor eller gaser. Beroende av hastigheten i processen talar man om deflagration - långsam omvandling - och detonation - hastig omvandling.

I sin intensivaste form, detonation, uppkommer en omvandlingszon, detonationsfronten, som i fasta ämnen brer ut sig med en hastighet av flera tusen m/s (för trotyl, ett vanligt explosivämne för jämförelse, c:a 7000 m/s). Även termisk energi i form av spränggasar med hög temperatur frigörs.

Vid explosioner i gaser är det främst den frigjorda termiska energin som bestämmer tryckstegringen. Omvandlingszonen, flamfronten, rör sig hos gaser relativt långsamt, några meter per sekund. Turbulens på grund av att hinder stör flamfronten kan öka hastigheten - och därmed trycket - till tiotals, mer sällan så mycket som 50, m/s. Tryckstegringen sker relativt långsamt. Vid vissa gas-luftblandningar och vid tillräckligt kraftig initiering kan detonation uppstå med detonationsfronthastigheter över 2000 m/s och hastig tryckökning.

I *Bangash* (9), som är mycket omfattande, behandlas både påkörning och explosion.

3.4.2 Stötvågsubredning i det fria

Fasta ämnen

Stötvågstrycket från en detonation är av storleksordningen 100-tals MPa nära laddningen och avtar snabbt med avståndet i det fria. Nära laddningar upp till några kg är varaktigheten av storleksordningen millisekund. Ett explosivämnes verkan kan karakteriseras dels genom trycket dels genom impulstätheten (trycket integrerat över belastningstiden).

Då stötvågen möter hinder under sin utbredning kan stötvågstrycket öka på grund av reflexion. Det reflekterade stötvågstrycket är 2 (vid låga tryck, några kPa) till cirka 10 (vid höga tryck, hundratals MPa) gånger så stort som trycket i den fria, ostörda stötvågen. Uppgifter om tryck, impulstäthet och varaktighet kring laddningar i det fria ges i *Eriksson* (10).

Gaser

Trycket från en gasexplosion beror av bl a gasblandningen, geometriska förhållanden och tändningsenergi. Gasexplosioner sker vanligen i form av deflagration. Endast i undantagsfall fås detonationer. Det maximala trycket vid detonation kommer normalt inte att överskrida 2 MPa i gasmolnet. Varaktigheten hos trycket beror av molnets storlek. Utanför gasmolnet sker tryckavtagandet ungefär som runt detonerande laddningar i det fria, jfr *Eriksson* (10).

Tryck i helt och delvis slutet utrymme

På grund av att gasblandningen är inhomogen och avlastning av trycket kan ske genom att t ex fönster brister blir trycket vid deflagration normalt väsentligt lägre än vad som kan nås laboratoriemässigt i helt slutna volymer (exempelvis 0,5-1 MPa för flertalet gaser och ångor, från petroleumprodukter o dyl, och för stadsgas c:a 0,7 MPa).

3.4.3 Kontaktdetonationer

K Kontaktdetonationer uppkommer då ett fast explosivämne detonerar i direkt kontakt med ett annat material. Från detonationen utgår tryckvågor i materialet. I kontaktområdet blir trycket så högt, att materialets tryckhållfasthet överskrider och en krater bildas. Tryckvågen reflekteras i materialets motsatta sida som en dragvåg. Om den resulterande dragpåkänningen överskrider materialets draghållfasthet kommer materialet på baksidan att slitas loss och man får en krater (utstötning) också där. Om laddningen är tillräckligt stor kommer de båda kratrarna att gå ihop och ett genomgående hål bildas, genomslag. Kontaktverkan behandlas i *Vretblad* (11).

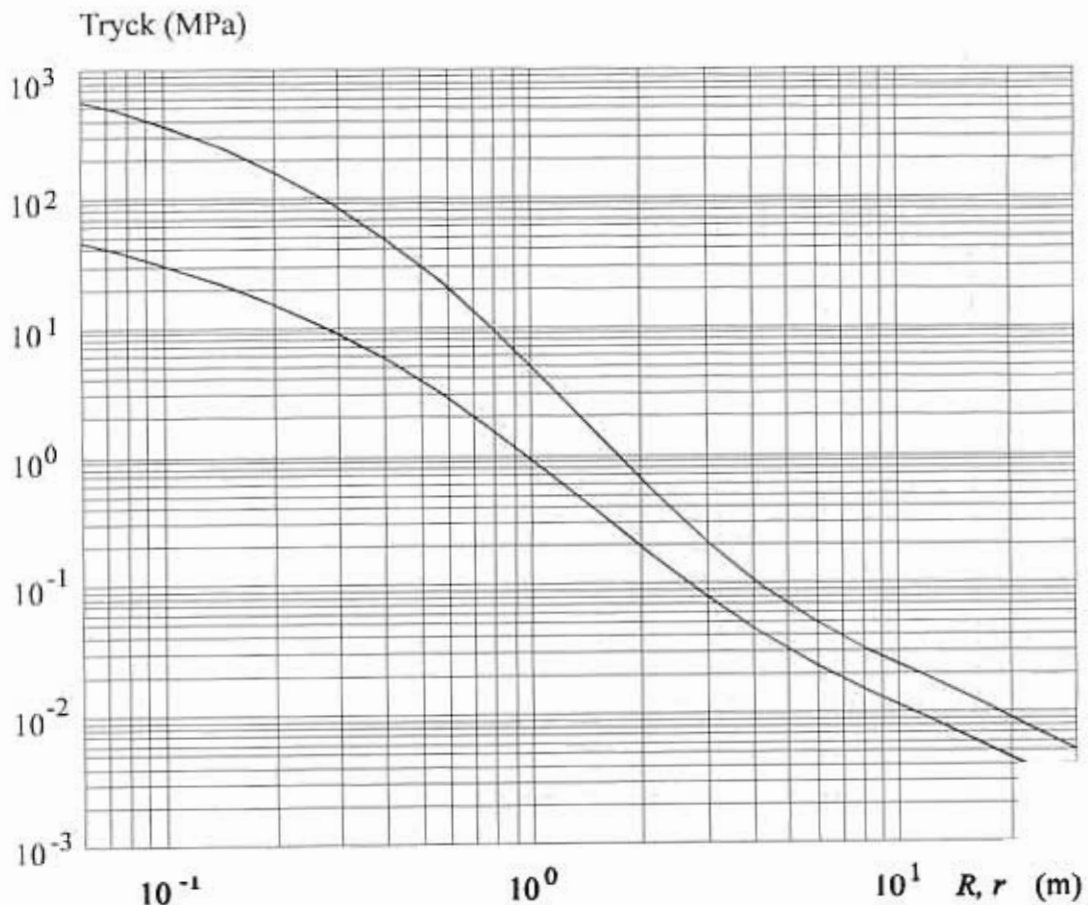
3.4.4 Dimensioneringsförutsättningar

En byggnadsstomme bör dimensioneras med hänsyn till explosioner som kan förekomma till följd av verksamheten i och kring byggnaden.

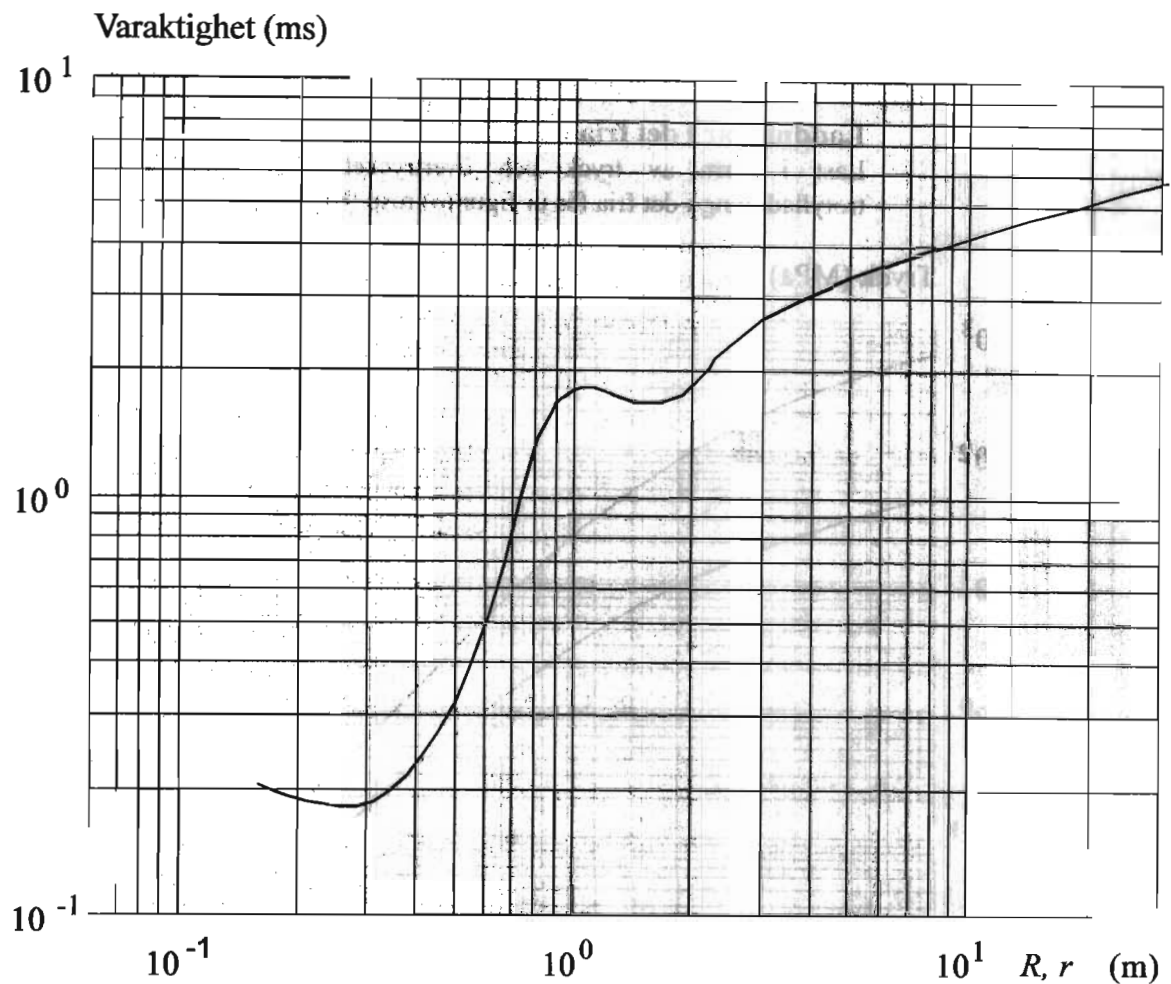
Byggnader där explosiva ämnen hanteras eller förvaras eller som innehåller stora tryckkärl bör dimensioneras med hänsyn till detta.

Laddningar i det fria

Last i form av tryck och övertryckets varaktighet från sfärisk trotylladdning i det fria fås ur figur (a) resp (b).



Figur a. Tryck för laddningen 1 kg trotyl på avståndet R (m). För andra laddningsstorlekar används i stället skalat avstånd, $r = R / \sqrt[3]{Q}$, där R är verkligt avstånd (m) och Q är laddningens vikt (kg). Den övre kurvan avser reflexionstrycket och den undre trycket i den ostörda vågen; *side-on* trycket.



Figur b. Övertryckets varaktighet för laddningen 1 kg trotyl. För andra laddningsstorlekar beräknas skalat avstånd, $r = R/\sqrt[3]{Q}$, där R är verkligt avstånd (m) och Q laddningsvikten (kg). Varaktigheten fås då som siffervärdet enligt kurvan multiplicerat med $\sqrt[3]{Q}$.

Lastens varaktigheten är kort jämförd med egensvängningstiden hos den belastade konstruktionen - hos byggnadskonstruktioner ofta tiotalet eller några tiotals millisekunder. En dimensionering där hänsyn inte tas till lastens varaktighet och konstruktionens egensvängningstid leder ofta till mycket konservativa lösningar. Enkla metoder att överslagsmässigt beräkna effekterna av dynamiska belastningar med hjälp av enfrihetsgradssystem kan i många fall vara motiverade, särskilt då osäkerheten i belastningen är stor. I ett enfrihetsgradssystem transformeras den aktuella konstruktionsdelen, t ex en balk eller platta, till ett ekvivalent massa-fjädersystem och belastningen omräknas till en ekvivalent last. Ekvivalensfaktorer för sådana omräkningar ges exempelvis i *Biggs* (12).

Anvisningar för förenklade beräkningar av skador hos byggnadskonstruktioner utsatta för utvändiga gasexplosioner ges i *FOA* (13).

Gasexplosioner i helt eller delvis slutna utrymmen

Explosiv gas förutsätts kunna uppstå i de flesta sorters lokaler t ex på grund av läckage i gasledningar, avdunstning av flyktiga vätskor eller förångning av ytbehandlingsmaterial t ex vid brand.

Explosionslast av gaser i slutna utrymmen får förutsättas vara bunden.

Det invändiga trycket kan beräknas som en statisk last, som verkar mot väggar och bjälklag, i en enda slutna lokal.

Explosion behöver inte antas ske samtidigt i flera, slutna rum. Om dörrarna mellan rum är öppna betraktas rummen som om de vore ett slutet rum. För bostadshus kan man anta dels att enskilda rum blir gasfyllda, dels att hela lägenheten blir gasfylld.

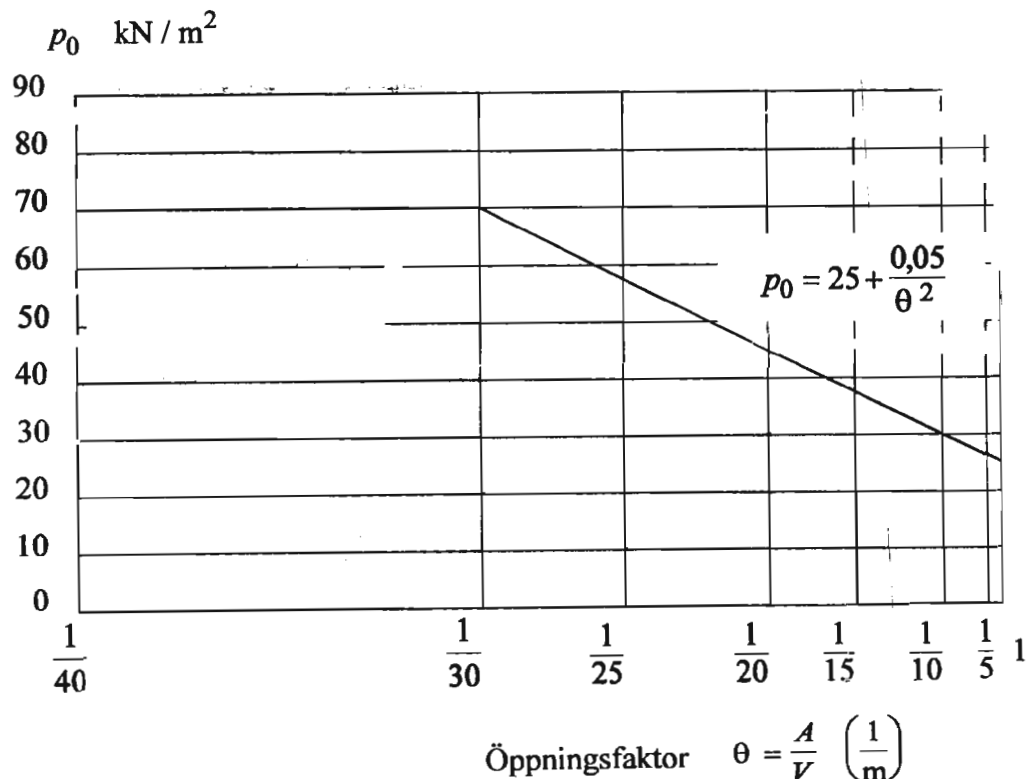
Invändigt övertryck, p_0 , på grund av gasexplosion kan bestämmas med hjälp av figur (c) där $\theta = A/V$ är öppningsfaktorn,

A är den sammanlagda fönsterarean och

V är volymen av den del av lokalen i vilken detonationen antas ske.

Beräkningen av p_0 enligt figur (c) är så approximativ att den sammanlagda fönsterarea A kan användas för alla typer av glas.

Bakgrunden till figur (c) ges i *Christiansson* (14).



Figur c. Invändigt övertryck i slutna lokal som funktion av $\theta = A/V$ där A är den sammanlagda fönsterarean och V är volymen av den del av lokalen i vilken detonationen antas ske.

Tryckets varaktighet är beroende av ett stort antal faktorer, som typ och mängd gasblandning, rumsgeometri, möblering m m. Om inte annat

påvisas vara riktigare kan följande förfarande normalt godtas. Lastens stigtid sätts till 0,1 s. Avklingningstiden väljs normalt mellan 0,1 och 1,0 s varvid den kortare tiden gäller vid stora ventilationsöppningar och den längre vid små öppningar eller där sådana saknas. Vid mycket stora volymer kan ännu längre varaktigheter vara aktuella.

Vid dimensionering av byggnad mot explosionslast bör man observera, att stora väggdeformationer kan leda till reducerad förmåga att uppta vertikala laster och att tryck mot bjälklag kan vara större än egentynghden, vilket kan leda till att väggarnas upplag äventyras.

Anvisningar för utformning av explosionsutsatta byggnadskonstruktioner finns bl a i IVA (15).

Ett flertal FEM-program för beräkning av bl a luftstötstångsbelastade konstruktioner finns på marknaden.

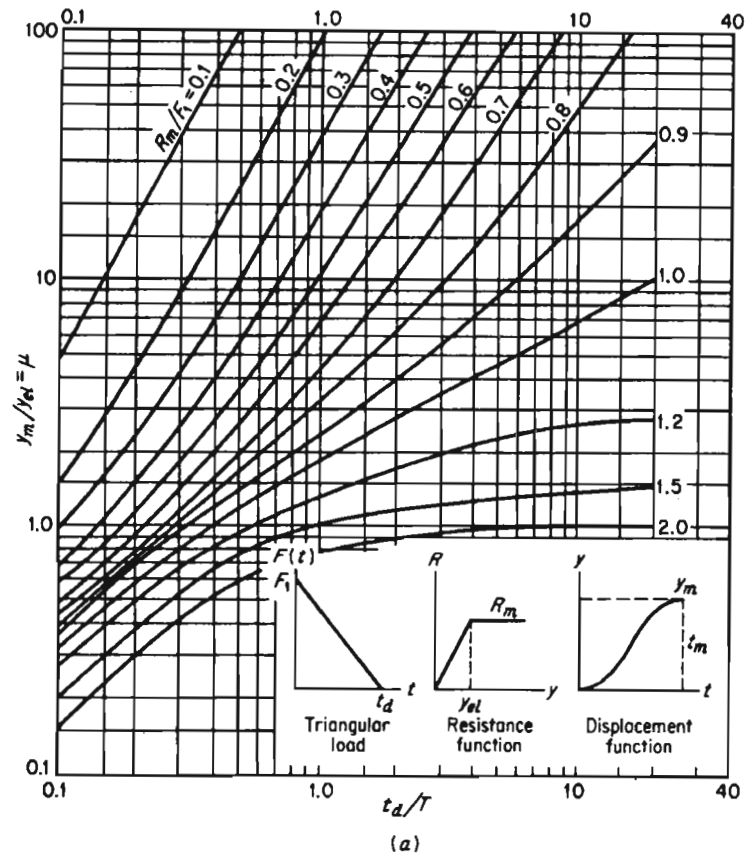
Kärrholm, Petersson (16) innehåller en sammanfattning av gas- och explosionslaster samt beräkningsanvisningar för konstruktionens beteende direkt efter det att ett bärande element slagits ut.

3.4.5 Exempel

Exempel 1. Utvändig detonation

En utvändig detonation av 8 kg trotyl ovan mark 6 m från en fasadvägg ger enligt figur (a) med $r = 6/\sqrt[3]{8} = 3 \text{ m/kg}^{1/3}$ det reflekterade trycket $p = 0,2 \text{ MPa}$ och figur (b) ger varaktigheten $t = 2,8\sqrt[3]{8} = 5,6 \text{ ms}$.

För en yttervägg med egensvängningstiden 20 ms fås enligt figur (d) med $t_d/T = 5,6/20 = 0,28$ en maximal utsvängning som är 0,39 av elastiska utböjningen för en lika stor, men långvarig, last, som också förutsatts ge elastiska deformationer ($R_m/F_1 = 2,0$).



Figur d. Maximal utsvängning för odämpat elastoplastiskt system av triangellast med momentan tryckkuppång. T är egensvängningstiden. Ur Biggs (12).

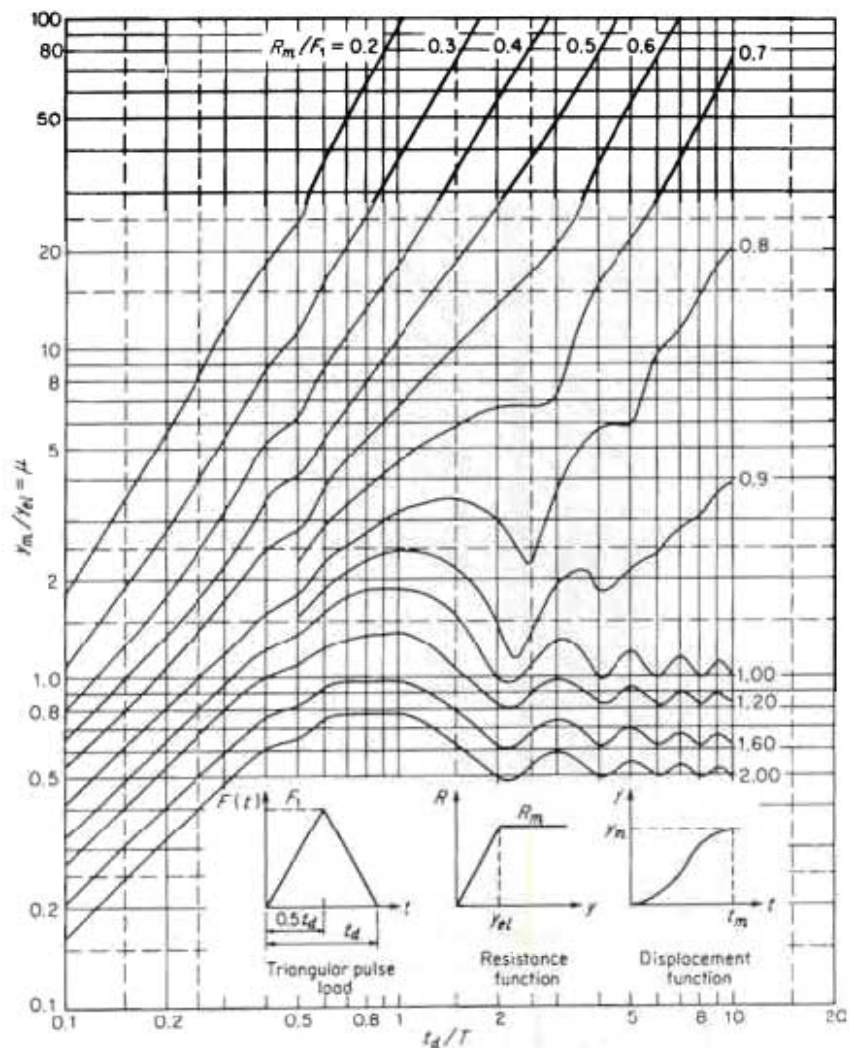
Exempel 2. Invändig detonation

I ett rum med volymen $3 \cdot 4 \cdot 2,5 = 30 \text{ m}^3$ finns fönsteröppningar om 3 m^2 . Väggarna antas dimensionerade att klara en ekvivalent invändig last i brottgränstillståndet av 27 kPa . Verkan av en invändig gasexplosion kan beräknas enligt följande:

Enligt figur (c) fås med $\theta = 3/30 = 0,1$ dimensionerande tryck 30 kPa .

Med tryckets varaktighet $0,1 + 0,1 = 0,2 \text{ s}$ blir, med en uppskattad egensvängningstid $0,025 \text{ s}$, $t_d/T = 8$.

För $R_m/F_1 = 27/30 = 0,9$ ökar då maximal utböjning enligt figur (e) med en faktor 3.



Figur e. Maximal utsvängning för odämpat elastoplastiskt system av triangellast med stigtiden lika med halva varaktigheten. Ur Biggs (12).

Exemplen illustrerar hur vid utvändiga explosionslaster den korta varaktigheten kan utnyttjas till mer ekonomiska konstruktioner än vid motsvarande långvariga last medan detta vanligen inte är fallet vid invändiga explosioner.

3.5 Oavsiktlig stöt

Under begreppet stöt inordnas ett antal sinsemellan olika företeelser. Det gemensamma är att stöten innebär ett dynamiskt förlopp som kan ge en eller flera mycket kortvariga krafter mot en konstruktion. I begreppet "oavsiktlig" ligger att stöten inte är en förväntad och ofta förekommande följd av någon process, t ex industriell eller liknande. Som exempel kan nämnas stoppanordningar på en traversbana. Dessa blir inte så sällan utsatta för stötar som inte är direkt avsiktliga men som ändå inte kan betraktas som olyckslaster. En oavsiktlig stöt är dock i många fall förutsebar.

Exempel på orsaker till oavsiktlig stöt kan vara

- stöt från fallande tunga föremål, t ex kassaskåp eller transport av byggnadsmaterial under byggnadstiden
- stöt från svängande last i travers
- stötkrafter orsakade av ras av lagrat material eller lagrade produkter

Oavsiktlig stöt behöver endast beaktas för sådana konstruktionsdelar där möjligheten till uppkomst av en stöt är rimlig. För t ex en industrihall är det rimligt att anta stöt mot pelare från svängande last men inte stöt mot takstol av samma lastorsak.

De krafter som uppkommer vid stöt är ibland beräkningsbara om förutsättningarna är kända eller kan anges genom en rimlig bedömning, jämför beräkning av påkörningskraft i avsnitt 3.3.

För bostadshus, kontorshus, sjukhus och liknande byggnader i vilka det ej finns speciell anledning till stora stötkrafter kan det vara rimligt att dimensionera vissa delar för en ekvivalent, statisk koncentrerad last $Q_k = 20$ kN, fri last med $\psi = 0$.

3.6 Översvämning

Översvämning kan orsakas dels av klimatologiska förhållanden dels av fel som kan uppkomma i tekniska system, t ex brott på vattenledningar. Normalt är det endast tämligen omfattande översvämningar som har betydelse för bärande konstruktioners säkerhet.

Konsekvensen av en översvämning kan vara

- vattentryck på konstruktionsdelar som inte är dimensionerade för något tryck
- bortspolning av jord med förlorat (passivt) jordtryck som följd
- dynamiska krafter av strömmande vatten etc.
- felbedömning av undergrunden

Det är inte möjligt att ge några generella regler för när och hur översvämning bör beaktas. Där man erfarenhetsmässigt kan bedöma att påtaglig risk för översvämning föreligger bör man beakta de förhållanden som kan uppkomma.

3.7 Sättningar

Här avses sättningar som är flera gånger större än vad som kan accepteras för normala byggnader av kategorin bostäder, kontor, skolor etc.

Dessa sättningar kan uppkomma till följd av

- översvämning
- total felbedömning av undergrundens beskaffenhet
- markarbeten i konstruktionens närhet och som utförs på ett riskfyllt och oacceptabelt sätt, t ex djup schaktning utan betryggande spontning
- grova fel vid grundläggningen, t ex stora avvikelser från avsedd påplacering

Konsekvenserna av stora sättningar kan vara

- att konstruktionens bärförmåga överskrids vilket kan orsaka lokala brott eller i värsta fall ras
- att konstruktionen blir oanvändbar för sitt ändamål och måste repareras eller rivs
- läckage med skadliga eller obehagliga konsekvenser för omgivningen, t ex läckage i oljebehållare

Risken för extrema sättningar kan i de flesta fall - möjligen med undantag för effekten av översvämningar och liknande - inte beaktas genom beräkningsantaganden utan bör rimligen elimineras så långt möjligt genom kontroll och kvalitetssäkring.

3.8 Jordbävning

Jordbävning av mindre styrka kan förekomma i Sverige. Jordbävning behöver dock normalt inte beaktas utom för sådana byggnader där en skada till följd av jordbävning kan ge mycket allvarliga konsekvenser för omgivningen. De senare kärnkraftverken i Sverige är dimensionerade för viss jordbävning med hänsyn till uppmätt seismisk aktivitet på orten.

Clough, Penzien (17) och *Biggs* (12) tillhör standardverken inom området jordbävning/strukturdynamik. *Key* (18) behandlar byggnadsstommens dynamik och utformning av byggnader med hänsyn till jordbävning. *Dowrick* (19) behandlar ungefär samma område som *Key* (18) men dessutom broar, torn och stödmurar utsatta för jordbävningens laster. Den europeiska betongkommitten har i *CEB* (20) sammanställt beräkningsmetoder och exempel. *Vroskos* (21) ger en översikt över nyare litteratur och den innehåller även dimensioneringsregler från ett antal länder. I *Carlsson* (22) behandlas trähus utsatta för jordbävning.

3.9 Referenser

- (1) SBN avd 2A, PFS, Statens planverks författningssamling, 1979:7. ISBN 91-38-05535-X
- (2) C. Popp: Untersuchungen über den Stossverlauf beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahlbeton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, heft 172, 1965.
- (3) C. Popp: Der Querstoss beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele in Strassenunterführungen, Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues, heft 14, 1961.
- (4) P. Christiansson: Påkörningslaster orsakade av fordon, Rapport TVBK-3001, LTH 1977.
- (5) Retningslinjer for Last- og sikkerhedsbestämmelser for Bærende konstruktioner, NKB-skrift nr 55, juni 1987. ISBN 87-503-699-1
- (6) W. von Essen, H. Sundquist: Dimensionering för påkörning och andra dynamiska laster, Väg- och vattenbyggaren nr 10 1975.
- (7) J. Palm: Om dynamiskt belastade betongkonstruktioner, Fortifikationsförvaltningen, forskningsbyrån, Rapport A4:89.
- (8) CIB Report: Actions on structures, Impact, Publication 167, 1992. ISSN 0254-4083
- (9) M. Y. H. Bangash: Impact and explosion, analysis and design, Oxford, Blackwell, Scientific Publications, 1993. ISBN 0-632-02501-8
- (10) S. Eriksson: Luftstövågor, kapitel 4, Fortifikationshandbok del 2, Försvarets bok- och blankettförråd, Stockholm, 1987.
- (11) B. Vretblad: Sprängverkan, kapitel 3, Fortifikationshandbok del 2, Försvarets bok- och blankettförråd, Stockholm, 1987.
- (12) J. M. Biggs: Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill Book Company, New York, 1964. Library of Congress Catalog Card Number 64-21068
- (13) FOA: Vådautsläpp av brandfarliga och giftiga gaser och vätskor, Metoder för bedömning av risker, Handbok under utgivning, Stockholm, 1995.
- (14) P. Christiansson: Laster orsakade av gasexplosioner, Rapport TVBK-3003, LTH 1978.

- (15) IVA: Skydd mot fria gasexplosioner i processindustrin, Meddelande 238, Stockholm, 1981.
ISBN 91-7082-258-1
- (16) G. Kärrholm, H. Petersson: Large Panel Building subjected to abnormal loads, CTH, Division of Structural Design, Publication 78:1, 1978.
- (17) R. W. Clough, J. Penzien: Dynamics of structures, McGraw-Hill Book Company, New York 1975
ISBN 0-07-011392-0
- (18) D. Key: Earthquake design practice for buildings, Telford, London 1988.
ISBN 0-471-99433-2
- (19) D. J. Dowrick: Earthquake resistant design, J. Wiley & Sons, Chichester 1977.
ISBN 0-471-99433-2
- (20) CEB: Seismic design of concrete structures, Aldershot, Hampshire, 1987.
ISBN 0-291-39737-9
- (21) C. K. Vrosgos: Design, construction and performance of reinforced concrete buildings to seismic forces, KTH, Meddelande 143, 1985.
- (22) J. Carlsson: Jordbävningsslaster inverkan på trähus, CTH, S 87:8, 1987.

4 UTFORMNING OCH DIMENSIONERING FÖR ATT FÖRHINDRA FORTSKRIDANDE RAS

4.1 Principer

BKR 94, avsnitt 2:113

Byggnader skall utformas så att riskerna till följd av fortskridande ras är ringa. Detta får ske genom att de utformas och dimensioneras antingen så att de kan motstå olyckslast eller så att en primär skada begränsas. Skadan får inte medföra fortskridande ras och svår förstörelse för någon annan del av byggnaden än för det primära skadeområdet och det till detta angränsande området.

Särskilda åtgärder behöver inte vidtas för byggnader i vilka risken för allvarliga olycksfall vid ett fortskridande ras är ringa eller för byggnader som är så små att en primär skada leder till total förstörelse.

Råd: Kravet för olyckslast och fortskridande ras gäller normalt endast byggnadsdelar i säkerhetsklass 3. Se Boverkets handbok *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*.

Brott i en konstruktion kan inträffa till följd av en kombination av ogynnsamma värden på inverkan av faktorer. Avsikten med dimensionering i brottgränstillståndet är att sannolikheten för brott av denna orsak är acceptabelt liten. De inverkan av faktorerna kan vara extremt höga laster, extremt låga hållfasthetsvärden, extremt ogynnsamma geometriska mått etc men de tillhör dock populationer som normalt förekommer. Det innebär att man i brottgränstillståndet beaktar t ex att 50-årslasten kan kombineras med hållfasthetsvärden kring 5%-fraktilen. Grova fel av typen

- decimalkommafel vid beräkningen
- förväxling av material
- betonggjutning med dåligt isolerad form vid så låg temperatur att betongen fryser istället för att härdas
- icke förankrade takstolar

är inte beaktade och de äventyrar självfallet säkerheten. Dessa typer av fel kan endast undanröjas genom kontroll.

Utöver den vanliga dimensioneringsprocessen kan det vara nödvändigt att beakta även andra tänkbara situationer som är av exceptionell karaktär och som orsakas av olyckslaster, se avsnitt 3. Man kan indela dessa situationer i två grupper:

En olyckslast orsakar en **primär skada** i ett bärande system. Denna skada medför sedan mer eller mindre direkt kollaps av hela det bärande systemet eller en stor del av det, dvs **fortskridande ras** inträffar. Om den primära skadan omfattar en förhållandevis liten del av det totala systemet - t ex < 5% av en våningsyta - kan den anses vara förhållandevis vanlig och fortskridande ras måste i rimlig grad förhindras. Den primära skadan kan inträffa till följd av att en lastbil

kör av en pelare i bottenvåningen. Fortskridande ras kan förhindras antingen genom att pelarna i bottenvåningen dimensioneras för påkörning eller så att det bärande systemet utformas så att en - eller flera pelare - kan förstöras utan att det leder till fortskridande ras.

- 2 Om olyckslastens intensitet i fall 1/ ökar och därmed den primära skadan blir mer omfattande minskar möjligheterna att genom dimensionering förhindra fortskridande ras. Om den primära skadan blir tillräckligt omfattande innebär den i princip detsamma som total kollaps. Ett exempel på detta kan vara att lägga en byggnad intill en järnväg - eller tvärtom - så att en urspårning kan medföra att en stor del av det bärande systemet i bottenvåningen slås ut. I sådana fall är det effektivast att skilja byggnaden från den farliga omgivningen.

Sammanfattningsvis gäller att en bärande konstruktion bör dimensioneras och utformas så att en olyckslast inte orsakar skador i en omfattning som är oproportionerlig jämförd med den ursprungliga orsaken. För att undvika fortskridande ras av olyckslast bör därför:

- konstruktionen dimensioneras för olyckslasten eller
- dimensioneras och utformas så att bärande konstruktionsdelar inom området för den primära skadan - orsakad av olyckslast - helt kan avlägsnas utan att fortskridande ras inträffar.

4.2 Primär skada

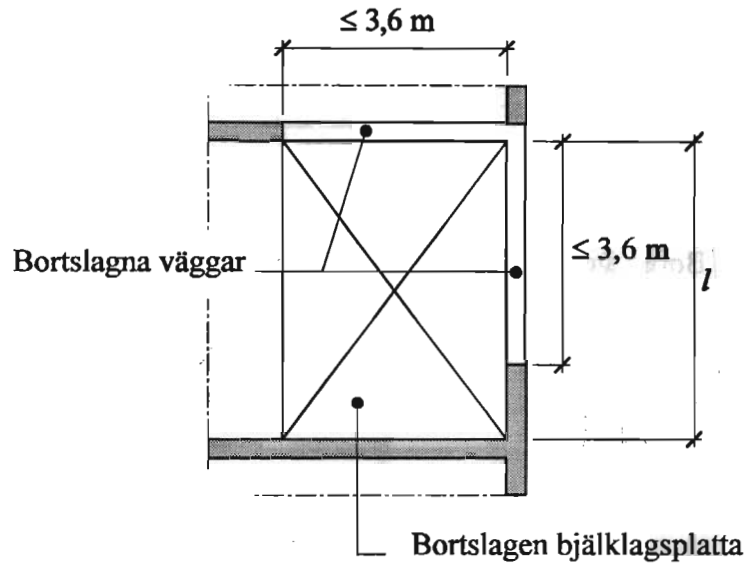
4.2.1 Allmänt

Det är inte möjligt att ge generella regler för bedömning av hur omfattande en primär skada kan bli. I speciella fall, t ex en skorsten, är den bärande konstruktionen en enda enhet och då är det primära skadeområdet identiskt med hela den bärande konstruktionen, skorstenen. Om total kollaps skall förhindras måste konstruktionen dimensioneras för olyckslasten eller skyddas mot dess uppkomst.

4.2.2 Primärt skadeområde i bostads- och kontorshus

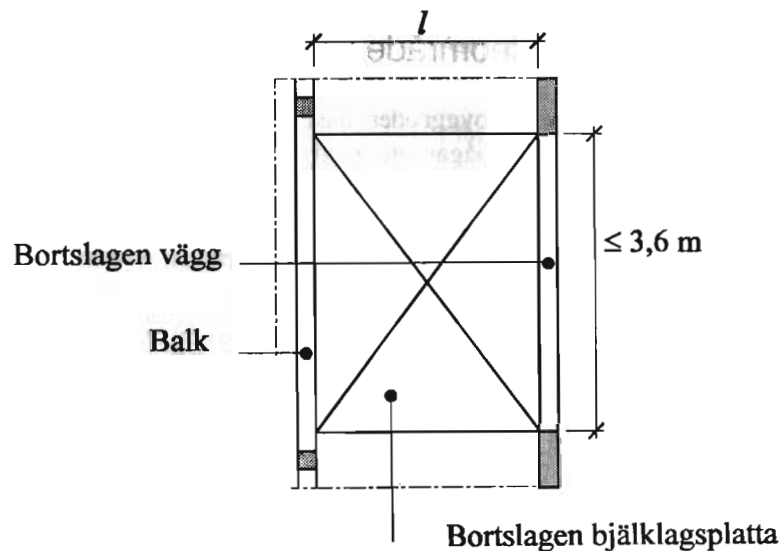
Området för primär skada (primärt skadeområde) till följd av **gasexplosion** omfattar i princip de konstruktionsdelar som - belastade enligt avsnitt 3.4 - förlorar sin bärande förmåga.

För bostads- och kontorshus etc med måttliga spännvidder kan en primär skada till följd av explosion antas omfatta väggar och bjälklag (tak och golv) i det utrymme där explosionen förutsätts ske. Det är rimligt att anta att skadan begränsas på det sätt som figur (a) visar, dvs så **ett** av bjälklagen och två mötande bärande väggar skadas.



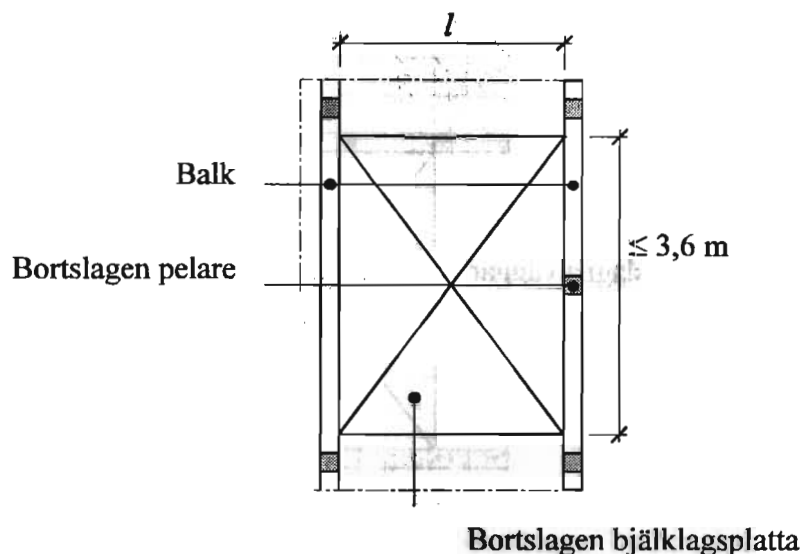
Figur a. Primärt skadeområde av gasexplosion, alternativ 1.

Om de bärande väggarna inte möts vid aktuellt utrymme antas att endast en vägg skadas enligt figur (b). Väggarna antas vara skadade på en längd av 3,6 m. För bjälklaget antas skadans storlek omfatta en rektangulär yta med ena sidan lika med spännvidden l i huvudbärriktningen och den andra sidan $\leq 3,6$ m.



Figur b. Primärt skadeområde av gasexplosion, alternativ 2.

Pelare inom det område där väggarna antas skadade enligt figur (a) eller (b) antas också skadade om de inte kan motstå krafterna till följd av gasexplosion enligt avsnitt 3.4. Se figur (c).



Figur c. Primärt skadeområde av gasexplosion, alternativ 3.

Primärt skadeområde till följd av påkörning antas omfatta de konstruktionsdelar som inte kan motstå de i avsnitt 3.3 preciserade påkörningskrafterna tillsammans med övriga laster i aktuell kombination.

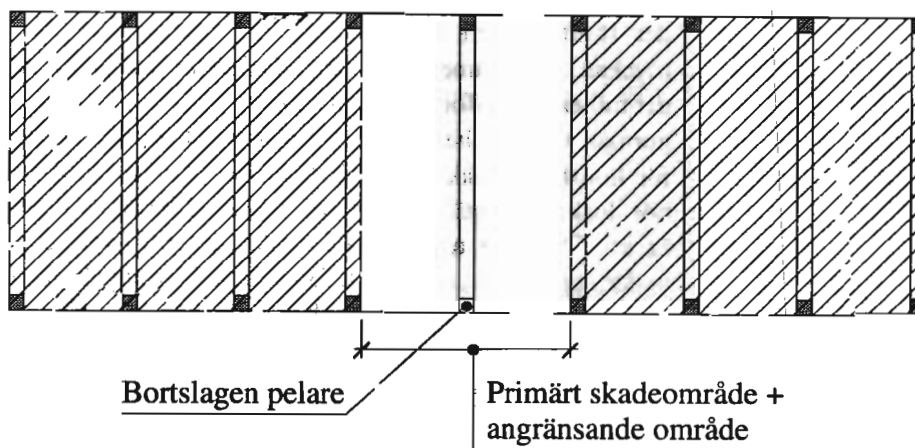
Primärt skadeområde till följd av detonationer måste bedömas från fall till fall. Om inte annat kan antas vara riktigare kan primärt skadeområde till följd av gasexplosion enligt ovan användas.

4.2.3 Primärt skadeområde hallbyggnader

För envånings hallbyggnader med bärande system i form av pelare + takbalkar, ramar, bågar etc med stora spännvidder och med måttliga avstånd mellan dessa konstruktioner kan det primära skadeområdet antas vara **en del** av en sådan konstruktion eller **hela** konstruktionen (ramen, bågen). Om t ex en pelare i systemet pelare + takbalkar förlorar sin bärförmåga på grund av påkörning kan i vissa fall takbalkarna bli hängande i takåsar om dessa är kontinuerliga. I andra fall är detta inte möjligt utan takbalken faller ner som en konsekvens av den primära skadan.

4.3 Total skada

Om en primär skada inträffar på grund av en olyckslast, uppkommer ofta svåra skador även inom angränsande områden. Om det bärande systemet utgörs av pelare + takbalkar kan den primära skadan antas innebära en avslagen pelare. Det angränsande området där svåra skador uppkommer blir normalt två fack av taket och väggarna enligt figur (a)



Figur a. Primärt skadeområde och angränsande område.

Om skadorna inom det angränsande området kan medföra allvarliga personskador måste storleken av området för den totala skadan - det primära skadeområdet + det angränsande området - begränsas. I sådana fall - och för byggnader där många personer vistas samtidigt - bör storleken av området för den totala skadan begränsas till 150 m² sammanlagd golvyta fördelad på en eller flera våningsplan. En större area kan accepteras om det endast innebär en obetydlig ökning av sannolikheten för allvarliga personskador. Om t ex takbalkarnas spännvidd i figur (a) är 30 m och avståndet mellan takbalkarna är 6 m blir det totala skadeområdet $2 \cdot 6 \cdot 30 = 360 \text{ m}^2$, dvs betydligt större än 150 m². Om många personer kommer att vistas i byggnaden samtidigt bör man alltså vidta åtgärder för att förhindra att en takbalk faller ner om en pelare blir utslagen. Alternativt kan man med en barriär hindra att pelaren blir utsatt för påkörning.

Det finns två väsentliga orsaker till att förhållandena i verkligheten kan bli allvarligare än vad som angetts ovan:

- både explosion och påkörning är mycket snabba förlopp som kan ge väsentliga dynamiska konsekvenser
- om ett antal konstruktionsdelar skadas och faller bort genom olyckslast kan de därvid dra med sig andra konstruktionsdelar som de hänger samman med. Detta innebär att det angränsande skadeområdet kan bli större än väntat. Takbalken i figur (a) kan dra med sig angränsande takbalkar via åsar eller takplåt.

4.4 Dimensionering

Följande principer för dimensionering är lika oavsett om det handlar om dimensionering för olyckslast eller dimensionering av resterande del av en konstruktion efter en primär skada:

- endast risken för personskador beaktas. Stora skador på konstruktionen accepteras utom i de fall där dessa skador sekundärt kan medföra risk för personskador, t ex läckage ur behållare med farliga vätskor eller gaser

- det förutsätts att konstruktionen repareras eller rivs snarast efter olyckan. Detta innebär att långtidseffekter inte är av betydelse utom i det fall en skada förblir oupptäckt
- normalt behöver hänsyn tas till olyckslast och fortskridande ras endast för konstruktionsdelar i säkerhetsklass 3. För en flervåningsbyggnad bör dock även bjälklag i säkerhetsklass 2 beaktas. Avsikten med detta är att förhindra att en bjälklagsdel går till brott och faller ner på underliggande bjälklag så att fortskridande ras uppkommer
- plasticering och gränslastteori bör om möjligt utnyttjas
- stora deformationer kan accepteras vilket innebär att membranverkan i vissa fall kan utnyttjas
- lokala skador kan överbryggas genom att flera konstruktionsdelar samverkar som en enhet. T ex kan en betongvägg och delar av angränsande bjälklag samverka som en stor I-balk under förutsättning att kraftöverföring kan ske mellan vägg och bjälklag.

4.5 Förenklade villkor för normala bostadshus, kontorshus etc

Om följande villkor a/ och b/ båda är uppfyllda kan man anta att byggnaden är dimensionerad och utformad så att en primär skada inte leder till fortskridande ras.

Villkor a

Byggnader med högst 4 våningar

Byggnadens totalstabilitet kontrolleras efter en primär skada för aktuell lastkombination (*BKR 94*, 2:321, lastkombination 6).

Byggnader med 5-16 våningar

Utöver de villkor som gäller för byggnader i högst 4 våningar bör man påvisa att det primära skadeområdet kan överbryggas genom alternativ bäring, se sista stycket i avsnitt 4.4.

Byggnader med mer än 16 våningar

Erforderliga åtgärder bestäms med hänsyn till de aktuella omständigheterna. Det finns skäl att anta att den primära skadan har större omfattning än vad som angetts i avsnitt 4.2.2.

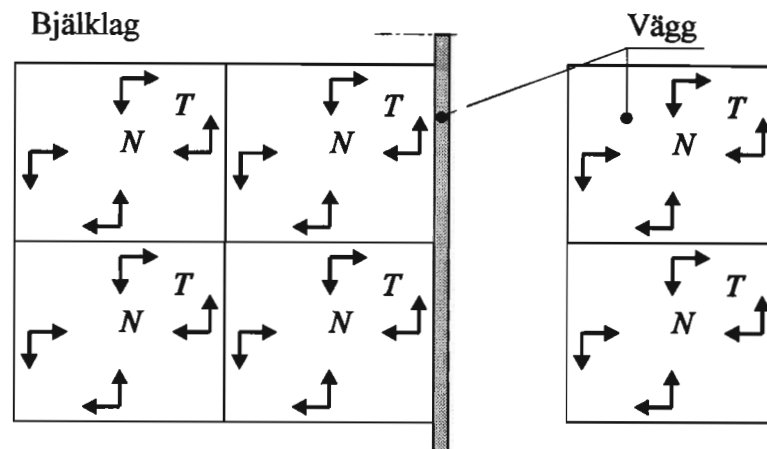
Villkor b

För att förhindra att fortskridande ras uppkommer genom att (betong-)bjälklag successivt förstörs och belastas av nedfallande rasmassor bör:

- bjälklagens olika delar - t ex prefabricerade element och fogar mellan dem - kunna överföra två i bjälklagets plan liggande, mot varandra vinkelräta krafter; $N = 20$ kN/m (dragkraft) och $T = 20$ kN/m (skjuvkraft), se figur (a)

- de bärande väggarnas olika delar kunna överföra två i väggens plan liggande, mot varandra vinkelräta krafter; $N = 20 \text{ kN/m}$ (dragkraft) och $T = 20 \text{ kN/m}$ (skjuvkraft), se figur (a)
- upplaget mellan bjälklag och vägg kunna överföra $N = 20 \text{ kN/m}$ (dragkraft) och $T = 20 \text{ kN/m}$ (skjuvkraft), se figur (a)

För andra typer av bjälklag än betongbjälklag kan $N = T = 20 \text{ kN/m}$ proportioneras mot (bjälklagets egentynngd + vanlig nyttig last). För betongbjälklag kan egentynngden i detta sammanhang sättas till 4 kN/m^2 .



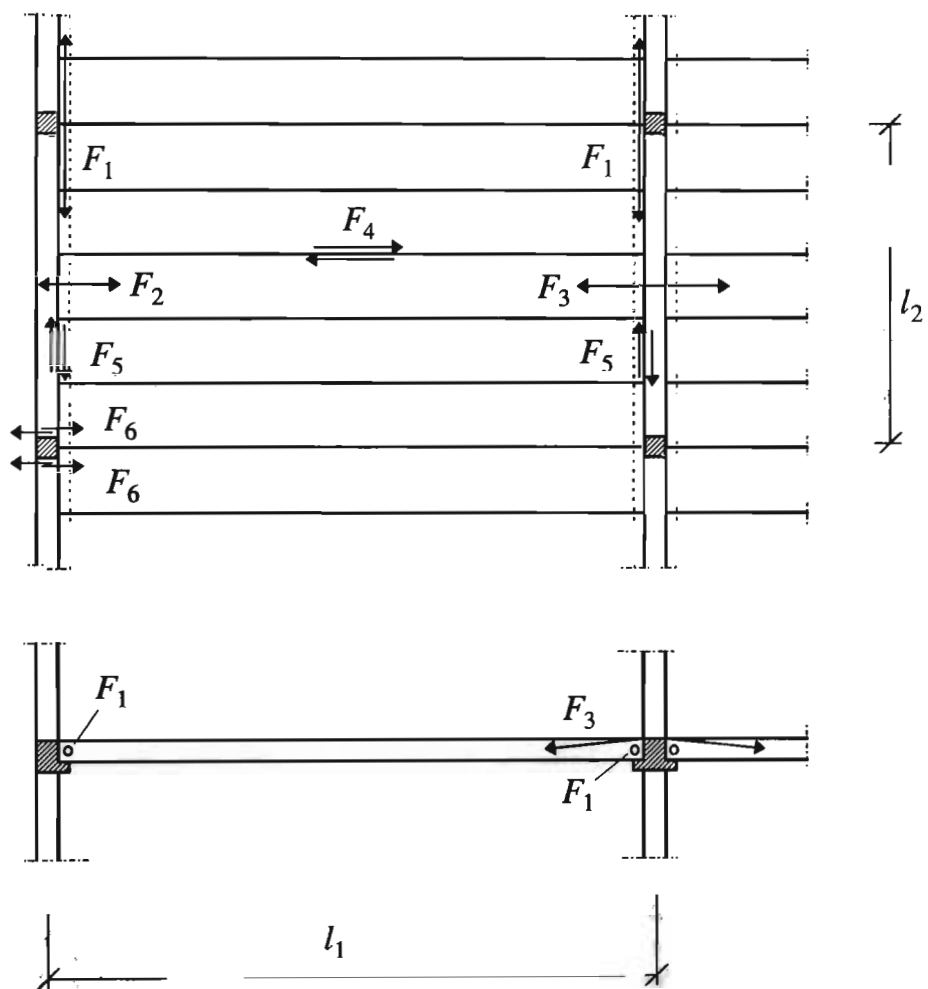
Figur a. Skjuv- och normalkrafter i bjälklag och vägg.

Motsvarande villkor som de tre ovan angivna bör även gälla mellan bjälklagsplattor och bjälklagsbalkar samt mellan bjälklagsbalkar och pelare eller väggar. Den sammanhållande kraften mellan en balk och en pelare kan dock begränsas till 150 kN .

4.6 Exempel

Figur (a) visar ett bjälklag av prefabricerade betongelement. De krafter som krävs för sammanhållning enligt avsnitt 4.5 finns utritade i figuren och i tabell (a) anges storleken av dessa krafter.

Lägg märke till att till att kraften F_6 , som kopplar ihop sadelbalk och pelare, skall kunna överöras till pelaren men pelaren behöver däremot inte dimensioneras för denna kraft.



Figur a. Sammanhållningskrafter i bjälkag av prefabricerade betongelement enligt avsnitt 4.5.

Tabell a. Sammansällning och förklaring av krafterna i figur (a).

Kraft	Storlek, minst	Kommentar
Dragkraft vinkelrätt mot bjälklagsplattor.	$F_1 = 20 l_1/2$ kN	Kan koncentreras som dragband längs plattornas upplag, bestående av särskild armering i platsgjuten fogbetong eller av bjälklagsbalkarna själva ¹ .
Hopkoppling av plattor och fasadbalk.	$F_2 = 20$ kN/m	Motsvarande kraft inom plattorna tas av befintlig längsgående armering.
Hopkoppling av plattor över mittstöd.	$F_3 = 20$ kN/m	Vid håldäcksbjälklag kan armering läggas i längsfogar mellan plattor.
Skjuvkraft i längsfogar mellan plattor.	$F_4 = 20$ kN/m	Denna kraftöverföring erhålls normalt genom skjuvfriktion, med F_1 som "klämkraft" ^{2 3} .
Skjuvkraft i fog mellan plattor och balk.	$F_5 = 20$ kN/m	Denna kraftöverföring erhålls normalt genom skjuvfriktion, med F_2 resp F_3 som "klämkraft" ² .
Hopkoppling av fasadbalk och pelare.	$F_6 = 20 l_2/2$ kN ≤ 150 kN	Kraft per balkände vinkelrätt mot fasad.

- 1) Det senare kräver att balkar på ömse sidor om pelare kopplas ihop för kraft F_1 .
- 2) Om fogytan är "slät" måste i så fall respektive "klämkraft" vara minst lika med tabellvärdet dividerat med 0,7, jfr *BBK 94* ekv (3.11.3a).
- 3) För håldäcksplattor tillämpas vanligen en övre begränsning av skjuvpåkänningen i längsfogar till 0,10 eller 0,15 MPa, beroende på fogytornas beskaffenhet och räknat på fogens höjd. Med t ex foghöjden 200 mm och 0,10 MPa klaras $F_4 = 20$ N/mm = 20 kN/m.

SUMMARY

This handbook deals with vibrations, deformations, accidental loads and progressive collapse. The section on vibrations describe a method for calculation intrusive vibrations in floor constructions set up by the steps of a walking person. Assessment of the vibrations properties of a floor konstruktion is based on classification of its response to impact loads. The method is illustrated by an example.

In most cases loads can be described as forces which act on a structure and which have an evident physical cause. In contrast, deformation action primarily gives rise to deformation in the structure. The handbook deals wiht temperature changes, changes in moisture content and displacement of supports.

Accidental loads are often caused by what in everyday speech are described as accidents, such as collisions with vehicles, explosions, etc. An accidental load which acts on a structure may have a whole spectrum of values ranging from small forces in mild cases to very large forces in serious accidents. This handbook describes methods for calculations the effects of collisions and explosions. The methods are illustrated by examples.

A loadbearing structure should be designed and sized in such a way that an accidental load does not give rise to damage which is out of proportion to the original cause. The section on accidental loads gives examples of simplified design conditions for normal residential, office and similar buildings.

Denna handbok beskriver lastförutsättningar och beräkningsmetoder som kan användas vid dimensionering av konstruktioner, som utsätts för svängningar, deformationspåverkan, olycks- last och fortskridande ras.