

1 Orientering	2
1.1 Samlingsdokument	2
1.2 Om detta dokument	2
2 Frågor kring last från luftstövåg	3
2.1 Vad är typiska laddningsstorlekar?	3
2.2 Vilken effekt fås av olika typer av sprängämnen?	3
2.3 Hur bör explosionslaster vid dimensionering av tunnlar betraktas?	4
3 Frågor kring splitterverkan	8
3.1 Vilka faktorer påverkar splittrets anslagshastighet?	8
3.2 Hur bestäms erforderlig tjocklek hos en betongvägg vid splitterverkan?	8
3.3 Vilken hastighet fås av väggen som stöts ut vid utstötning?	9
3.4 Kan energi som åtgår för att fragmentera höljet i en bomb försummas?	10
3.5 Kan kraterbildning och utstötning ge en försvagad konstruktion?	10
4 Frågor kring strukturrepons	11
4.1 Hur ska effekt av statisk last och impulslast kombineras?	11
4.1.1 Respons vid återsvängning	11
4.1.2 Kombination av statisk last och impulslast	14
4.1.3 Konstruktioner med jord eller vatten på ena sidan	15
4.1.4 Hur hanteras statisk last när en impulslast gett upphov till en mekanism?	16
4.2 Hur ska inverkan av normalkraft beaktas på en impulsbelastad pelare?	17
4.3 Hur ska effekten av flera skyddande barriärer beaktas?	20
4.4 Hur utförs beräkning av sammansatta byggnadsmaterial?	21
4.5 Hur kan deformationskapacitet hos stålkonstruktioner bestämmas?	24
4.6 Är det korrekt att alltid anta ett lågt hållfasthetsvärde för material?	26
4.7 Hur kan förskjutningshastighet och frekvens hos omkringliggande bebyggelse vid detonation i berg bestämmas?	27

1 Orientering

1.1 Samlingsdokument

För allmän information om MSB:s kunskapsdokument i serien Beräkning av impulsbelastade konstruktioner, se dokument B01-101. Där ges bland annat övergripande bakgrund, en sammanfattande beteckningslista samt referenser. För en förteckning av utgivna och kommande dokument i serien hänvisas till dokument B01-102.

1.2 Om detta dokument

I detta dokument samlas frågor, rörande beräkning av impulsbelastade konstruktioner som har inkommit till MSB, samt svar till dessa. Avsikten med givna svar är att beakta den grundläggande frågan på ett konceptuellt plan och dessa går därför inte in i detalj i samma omfattning som övriga dokument i den här dokumentserien. I flera fall kan det dock vara aktuellt att här givna svar ligger till grund för framtida dokument för beräkningsanvisningar och exempel.









Häri givna anvisningar förutsätter att läsaren är bekant med koncept och beteckningar som används i dokumentserien Beräkning av impulsbelastade konstruktioner. Om inget annat anges utgår presenterade samband och beräkningar från ett enfrihetsgradssystem, varför omvandling från aktuell konstruktion till ett sådant system först behöver göras.

2 Frågor kring last från luftstötvåg

2.1 Vad är typiska laddningsstorlekar?

I Johansson och Laine (2012a) ges information om typiska laddningsstorlekar för olika typer av behållare, se Tabell 2.1. Utgående från detta fås en uppfattning om vilka laddningsstorlekar som kan vara aktuella för olika situationer.

Tabell 2.1 Definition av sprängämnesmängder för olika typer av behållare där mängden anges i ekvivalent mängd TNT. Baserat på Johansson och Laine (2012a).

Explosionskälla		Mängd TNT [kg] ¹⁾	Explosionskälla		Mängd TNT [kg] ¹⁾
Rörbomb		2,3 kg	Skåpbil/ minibuss		1 818 kg
Väskbomb		23 kg	Liten lastbil		4 545 kg
Liten personbil		227 kg	Lastbil utan släp		13 636 kg
Stor personbil		455 kg	Lastbil med släp		27 273 kg

¹⁾ Angiven laddningsstorlek härrör från amerikanska källor och anges ursprungligen i enhet pound (1 pound = 0,454 kg), därav de ”precisa” värden som anges i tabellen.

2.2 Vilken effekt fås av olika typer av sprängämnen?

För sprängämnen är det vid angivning av laddningsstorlek vanligt att uttrycka denna i mängd TNT. Olika typer av sprängämnen genererar dock olika lasteffekter och för att approximativt beakta effekten av detta används begreppet ekvivalent vikt TNT, där det aktuella sprängämnet räknas om till den motsvarande mängd TNT som krävs för att generera samma last. I Tabell 2.2 redovisas ekvivalenta vikter för olika typer av sprängämnen när hänsyn tagits till maximalt övertryck samt impulstätheten i den positiva fasen. Av denna framgår till exempel att Pentyl är 1,42 och 1,00 för övertryck respektive impuls. Detta innebär att 1 kg Pentyl ger upphov till samma övertryck som 1,42 kg TNT men att det enbart behövs 1 kg TNT för att generera samma impuls.

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

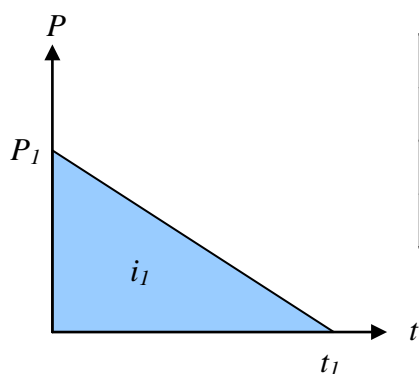
Tabell 2.2 Ekvivalent vikt för olika typer av sprängämnen där TNT används som referens. Notera att olika ekvivalenta vikter erhålls för övertryck och impuls. Från Johansson och Laine (2012a).

Sprängämne	Ekvivalent vikt	
	Övertryck	Impulstäthet
ANFO ¹⁾	0,82	0,82
Komposit A-3	1,09	1,07
Komposit B	1,11	0,98
Komposit C-4	1,37	1,19
H-6	1,38	1,15
HBX-1	1,17	1,16
Pentyl	1,42	1,00
RDX	1,14	1,09
TNT	1,00	1,00
Tritonal	1,07	0,96

¹⁾ En blandning av diesel och konstgödsel. Ett sådant sprängämne användes av Anders Behring Breivik i sprängattentatet i Oslo 2011.

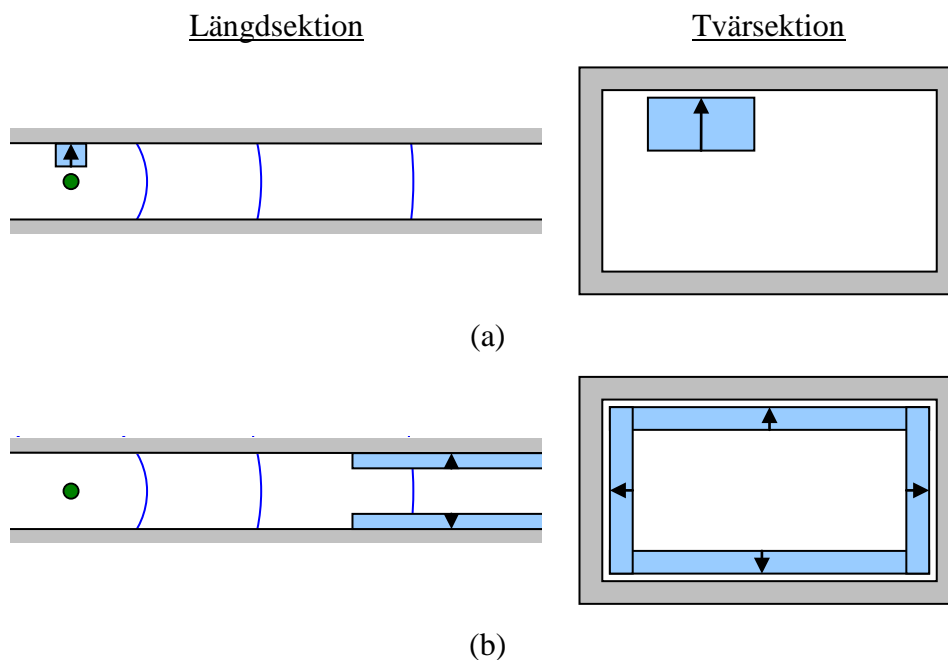
2.3 Hur bör explosionslaster vid dimensionering av tunnlar betraktas?

Vid dimensionering av tunnlar i Sverige används primärt två, av Trafikverket, fördefinierade laster i enlighet med Figur 2.1. Dessa laster är mycket olika till sin karaktär och benämns här som last 1 och last 2. Bakgrunden till dessa är något oklar men den tolkning som görs här är att last 1 simulerar en reflekterad stötvåg som uppstår nära en potentiell explosionskälla medan last 2 simulerar den oreflekterade stötvåg som fås på långt avstånd från samma explosionskälla. Last 1 verkar på en begränsad area om 4 x 4 m² medan last 2 verkar över en längre sträcka med ett jämnt tryck på samtliga angränsande ytor, se Figur 2.2 för en schematisk illustration av en möjlig lastsituation.



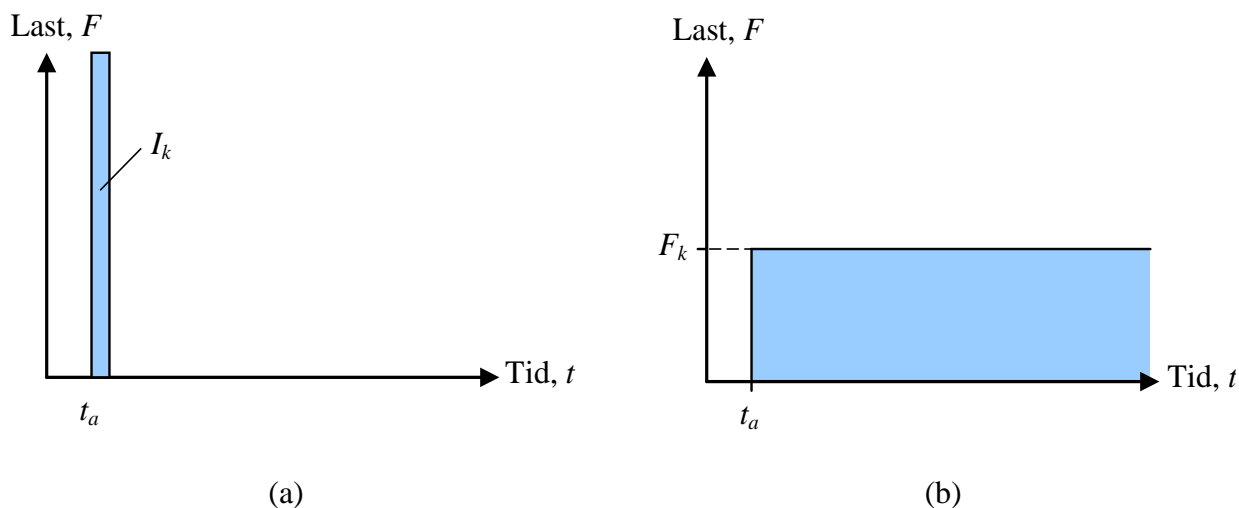
Nr	Beskrivning	P_1 [kPa]	t_1 [ms]	i_1 [Pas]	Lastyta
1	Lokalt tryck	5 000	2	5 000	4 x 4 m ²
2	Fördelat tryck	100	50	2 500	alla ytor

Figur 2.1 Definition av impulslaster för dimensionering av tunnlar med hänsyn till explosion.



Figur 2.2 Schematisk illustration av en möjlig lastsituation för impulsbelastning enligt Figur 2.1 för (a) last 1 och (b) last 2.

Vid impulsbelastning utgår ofta från två ytterlighetsfall – ideal impuls, med karakteristisk impulsbelastning I_k , samt ideal tryckbelastning med karakteristiskt tryck F_k , se Figur 2.3. Ett godtyckligt last-tids samband kommer att befinna sig någonstans mellan dessa båda fall. Förenklat kan sägas att en last med kort varaktighet går mot ett fall motsvarande det för karakteristisk impuls och en last med lång varaktighet går mot ett fall med karakteristisk tryckbelastning.



Figur 2.3 Illustration av dynamiska ytterlighetsfall som börjar verka vid tiden t_a : (a) karakteristisk impuls I_k , (b) karakteristisk tryckbelastning F_k .

Från angivet tryck P_l och varaktighet t_l i Figur 2.1 framgår det att last 1 har ett betydligt mer intensivt last-tidssamband än vad som är fallet för last 2. Uppenbarligen är det därmed också mer rimligt att last 1 kan betraktas som en kortvarig last med egenskaper motsvarande de för en

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

karaktäristisk impulsbelastning. För att kunna uttala sig om huruvida dessa laster kan betraktas som kort- eller långvariga krävs dock först en kontroll gentemot de strukturella egenskaperna hos den belastade strukturen. I dokument B03-101 ges underlag för en sådan kontroll via så kallade korrektionsfaktorer γ_I , vilka bestäms på olika sätt beroende på om den belastade strukturen uppvisar en elastisk eller plastisk respons.

För en elastisk respons gäller att

$$\gamma_{I,el} = \gamma_{I,el}(T/t_1) \quad (2.1)$$

där T är strukturens egenperiod och t_1 är lastens varaktighet medan det för en plastisk respons gäller att

$$\gamma_{I,pl} = \gamma_{I,pl}(P_1/q) \quad (2.2)$$

där P_1 är lastens maximala tryck och q är strukturens statiska lastkapacitet tillgänglig för att ta upp impulsbelastning, dvs. kapacitet reducerad med hänsyn till statisk last, uttryckt som en jämnt utbredd last på den aktuella lastytan.

Om en accepterad avvikelser δ på resulterande deformation sätts till $\delta \leq 10\%$ fås följande för last enligt Figur 2.1:

$$\delta_{el} \leq 10\% \rightarrow T/t_1 \geq 4,20 \quad (2.3)$$

$$\delta_{pl} \leq 10\% \rightarrow P_1/q \geq 15 \quad (2.4)$$

Ur detta kan sedan erforderliga gränsvärden på T (även angivet som frekvens f) och q beräknas för last 1 och last 2 enligt Tabell 2.3. Från detta kan konstateras att det är sannolikt att last 1 med god approximation kan betraktas som en karaktäristisk impulsbelastning medan last 2 sannolikt inte uppfyller dessa kriterier.

Tabell 2.3 Erforderliga gränsvärden för egenperiod T och egenfrekvens f samt lastkapacitet q för struktur med elastisk respektive plastisk respons för att lasten, med maximalt 10 % avvikelse, ska motsvara en karaktäristisk impuls.

Last	Elastisk		Plastisk
	T [ms]	f [Hz]	q [kPa]
Last 1	$\geq 8,4$	≤ 119	≤ 330
Last 2	≥ 210	$\leq 4,8$	$\leq 6,7$

För last 2 kan istället en alternativ jämförelse vara av intresse där en avvikelse av resulterande deformation på $\delta \geq 100\%$, gentemot en karaktäristisk impulsbelastning, jämförs. För ett sådant fall fås

$$\delta_{el} \geq 100\% \rightarrow T/t_1 \leq 1,02 \quad (2.5)$$

$$\delta_{pl} \geq 10\% \rightarrow P_1/q \leq 2,7 \quad (2.6)$$

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

varvid erforderliga gränsvärden fås enligt Tabell 2.4. Av detta framgår att last 1 sannolikt genererar en respons som märkbart avviker från vad som skulle fås om den betraktades som en karakteristisk impulslast. Det är dock därmed inte sagt att den kommer ge en respons som motsvarar den för en karakteristisk trycklast – sannolikt fås en respons som ligger någonstans däremellan.

Tabell 2.4 Erforderliga gränsvärden för egenperiod T och egenfrekvens f samt lastkapacitet q för struktur med elastisk respektive plastisk respons för att lasten, med minst 100 % avvikelse, ska motsvara en karakteristisk impuls.

Last	Elastisk		Plastisk
	T [ms]	f [Hz]	q [kPa]
Last 1	$\leq 2,0$	≥ 510	≥ 1850
Last 2	≤ 49	$\geq 20,4$	≥ 37

Kommentar

Last 1 kan sannolikt betraktas som en karakteristisk impulslast. För last 2 är det svårare att ge ett generellt uttalande men den kommer sannolikt inte motsvara en karakteristisk impulslast utan ett mellanting mellan karakteristisk impulslast och karakteristisk trycklast.

3 Frågor kring splitterverkan

3.1 Vilka faktorer påverkar splittrets anslagshastighet?

Utgångshastighet v_0 hos splitter kan bestämmas enligt följande formel

$$v_0 = 2400 \cdot (1 - e^{-2W/M_h}) \quad (3.1)$$

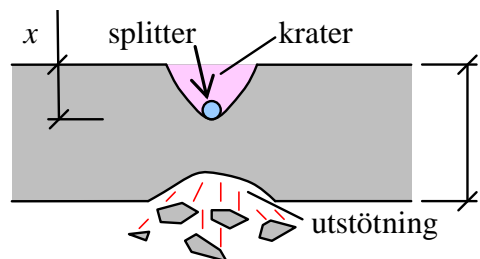
där W är sprängämnets massa i [kg] TNT och M_h är höljets massa i [kg]. Luftmotståndet gör dock att splitterhastigheten v_r avtar med avståndet r från detonationen och kan bestämmas som

$$v_r = v_0 e^{-0,00456r/\sqrt[3]{m_s}} \quad (3.2)$$

där v_0 är splittrets utgångshastighet enligt ekvation (3.1) och m_s är dess massa i [kg].

3.2 Hur bestäms erforderlig tjocklek hos en betongvägg vid splitterverkan?

Splitter som träffar ett mål kan antingen penetrera eller perforera målet. Penetration betyder splitterinträngning, medan perforation innebär att splittret tränger igenom konstruktionen. Under penetrationsförloppet närmast anslaget krossas betongen och kraterbildning sker, se Figur 3.1, samtidigt som kraftig sprickbildning uppstår. Är penetrationsdjupet tillräcklig stort sker även utstötning på baksidan av anslaget.



Figur 3.1 Schematisk illustration av kraterbildning och utstötning av betongkonstruktion utsatt för ett splitteranslag.

För att bestämma erforderlig tjocklek hos en betongvägg för att perforation och/eller utstötning ej skall inträffa utgår från resulterande penetrationsdjup. Penetrationsdjupet x i [mm] för ett splitter med anslagshastigheten v_s kan bestämmas som:

$$x = \frac{26,9 \cdot m_s^{0,37} v_s^{0,9}}{f_c^{0,25}} \quad \text{för } x \leq 117_s m_s^{1/3} \quad (3.3)$$

$$x = \frac{4,35 \cdot m_s^{0,4} v_s^{1,8}}{f_c^{0,5}} + 40,6 m_s^{1/3} \quad \text{för } x > 117_s m_s^{1/3} \quad (3.4)$$

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

där splittermassan m_s är i [kg], hastigheten v_s är i [m/s] och betongens tryckhållfasthet f_c är i [Pa]. Detta värde används sedan tillsammans med splittermassan m_s för att bestämma erforderlig betongtjocklek t_p i [mm] för att förhindra perforation:

$$t_p = 1,23 \cdot x \cdot m_s^{0,033} + 74,9 \cdot m_s^{0,33} \quad (3.5)$$

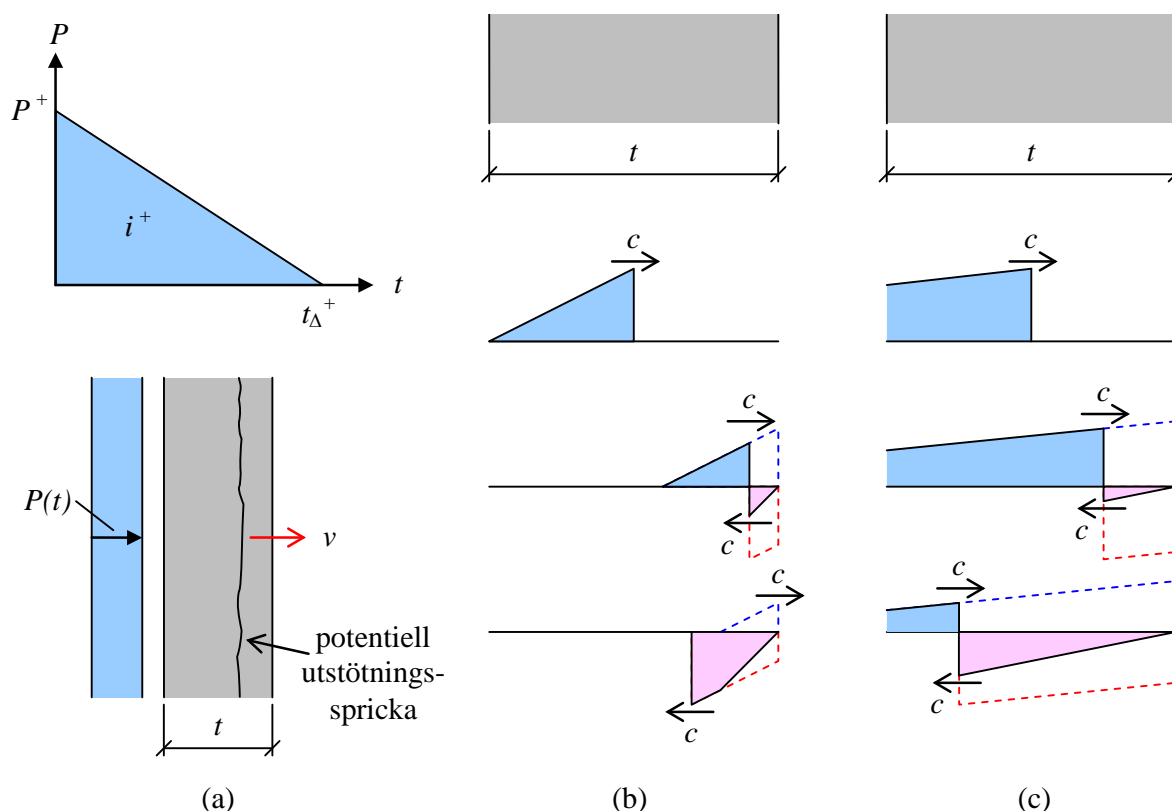
På motsvarande sätt beräknas erforderlig tjocklek t_p i [mm] för att förhindra utstötning som

$$t_p = 1,32 \cdot x \cdot m_s^{0,033} + 121 \cdot m_s^{0,33} \quad (3.6)$$

Erforderliga tjocklekar gäller för att förhindra respektive skadetyp och ska inte adderas.

3.3 Vilken hastighet fås av väggen som stöts ut vid utstötning?

Ett skadefenomen som kan uppstå vid splitter- och/eller stötvågsbelastning är så kallad utstötning, vilket innebär att betong slits loss på baksidan av den belastade konstruktionen. När en tryckvåg orsakad av exempelvis en infallande stötvåg eller splitter når baksidan av konstruktionen reflekteras denna och omvandlas till en dragvåg, se Figur 3.2 för schematisk illustration av en plan stötvåg som träffar en betongvägg. När denna dragvåg överskrider betongens draghållfasthet finns det risk för utstötning.



Figur 3.2 Illustration av reflexion av tryckvåg till dragvåg på baksidan av en betongvägg: (a) lasten $P(t)$ med markering av potentiell spricka för utstötning, (b) spänningsvåg i vägg för kortvarigt last, (c) spänningsvåg i vägg för långvarig last.

Det är svårt att bestämma hastigheten v hos den del av väggen som stöts ut, för att göra detta erfordras avancerade finita elementanalyser. Dock är det möjligt att utgående från impuls I och berörd massa m göra en konservativ uppskattning av maximal hastighet som

$$v_{\max} = \frac{I}{m} \quad (3.7)$$

För ett lastfall med en plan stötvåg enligt Figur 3.2 kan detta uttryck skrivas om som

$$v_{\max} = \frac{I}{\rho \cdot A \cdot t} = \frac{i^+}{\rho \cdot t} \quad (3.8)$$

där ρ är densitet, A är en area och t är väggens tjocklek. Vid last från ett enskilt splitter är det svårare att bedöma storleken på den berörda massan men en ingenjörsmässig uppskattning är att utgå från den massa som inryms inom en kon med 45° lutning.

3.4 Kan energi som åtgår för att fragmentera höljet i en bomb försummas?

Vid detonation av en bomb med ett hölje förbrukas energi för att fragmentera höljet samt för att skapa kinetisk energi hos utkastat splitter. Den energi som förbrukas för att fragmentera höljet är endast någon eller några procent av den kinetiska energin som erhålls för splitter vid detonationen, och kan i sammanhanget därför betraktas vara försumbar. Ett sådant synsätt är också konservativt eftersom den resterande energi som frigjorts vid explosionen åtgår för att skapa en stötvåg som breder ut sig i luften.

3.5 Kan kraterbildning och utstötning ge en försvagad konstruktion?

Ifall en betongkonstruktion utsätts för en kombinerad stötvågs- och splitterbelastning där splitter träffar konstruktionen först och stötvågen märkbart senare är det möjligt att konstruktionen blivit försvagad. Dels kan splittrets inträngning ge upphov till kratrar som minskar betongens effektiva tjocklek och dels finns risk att utstötning på dess baksida medföra en mindre mothållande massa. Effekten blir förmodligen dock märkbar först om splitteranslagen sker så tätt att uppkomna kratrar och områden med utstötning sammanfaller över ett större område, i vilket fall konstruktionen kan få en reducerad latkapacitet. Ett mer detaljerat resonemang om detta presenteras i Leppänen (2012).

4 Frågor kring strukturens respons

4.1 Hur ska effekt av statisk last och impulslast kombineras?

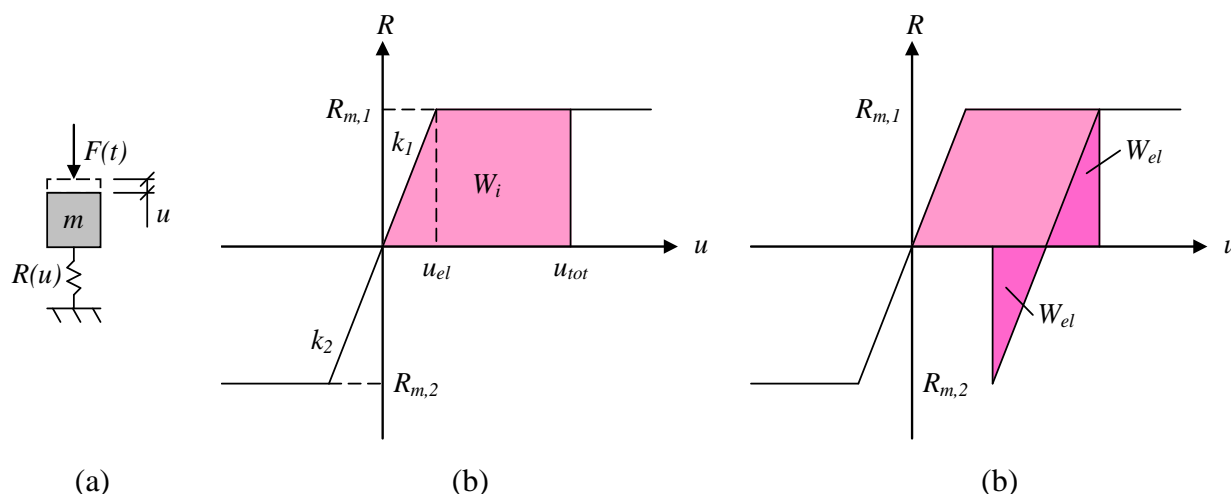
4.1.1 Respons vid återsvängning

För att illustrera effekten av kombinerad statisk last och impulslast utgår här från ett enfrihetsgradssystem och en schematisk elastoplastisk arbetskurva enligt Figur 4.1. I figuren betecknar k_j och $R_{m,j}$ styvhet respektive lastkapacitet för deformation i riktning j , varvid $j = 1$ anger deformation i impulslastens riktning och $j = 2$ anger deformation i motsatt riktning. I Figur 4.1 är styvhet och kapacitet samma oavsett lastriktning, dvs. $k_1 = k_2$ och $R_{m,1} = R_{m,2}$.

Det inre arbetet som krävs för att ta upp den yttre lasten betecknas som W_i och motsvaras av den markerade arean under kurvan i Figur 4.1b. När den maximala deformationen u_{tot} har uppnåtts fås en elastisk avlastning, varvid en elastisk energi

$$W_{el} = \frac{R_{m,1}^2}{2k_1} \quad (4.1)$$

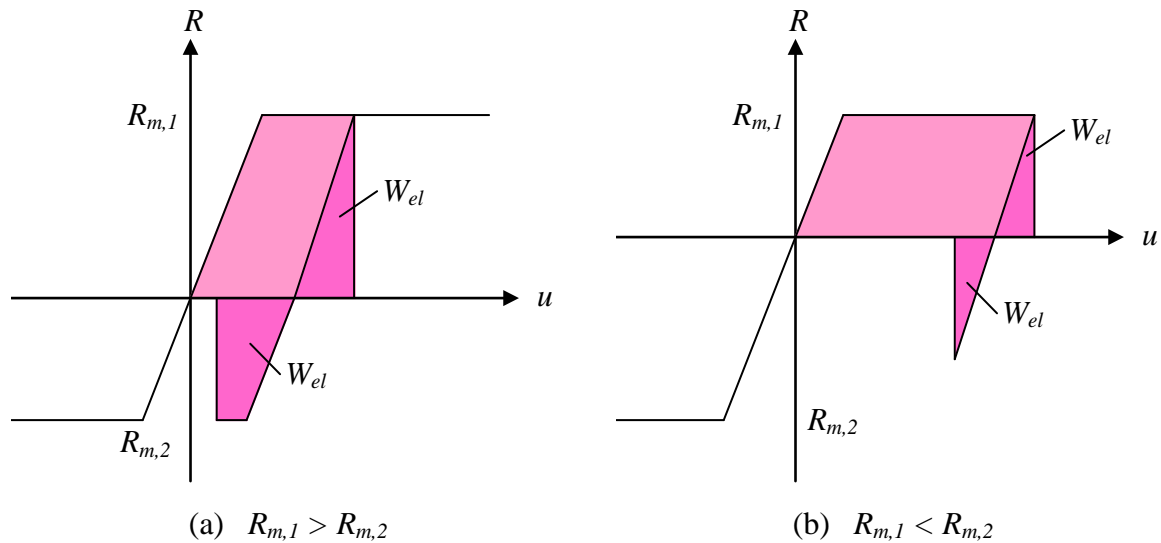
frigörs som medför att strukturen svänger tillbaka åt andra hållet så som illustreras i Figur 4.1c, dvs. det tillstånd som fås när $R < 0$. Det arbete som utförs i återsvängningen är således densamma som frigörs vid avlastningen av den initiala utsvängningen. Som framgår av ekvation (4.1) innebär detta också att den energi som behöver tas upp i återsvängningen ökar med kvadraten av lastkapaciteten $R_{m,1}$ men minskar proportionellt med styvheten k_1 .



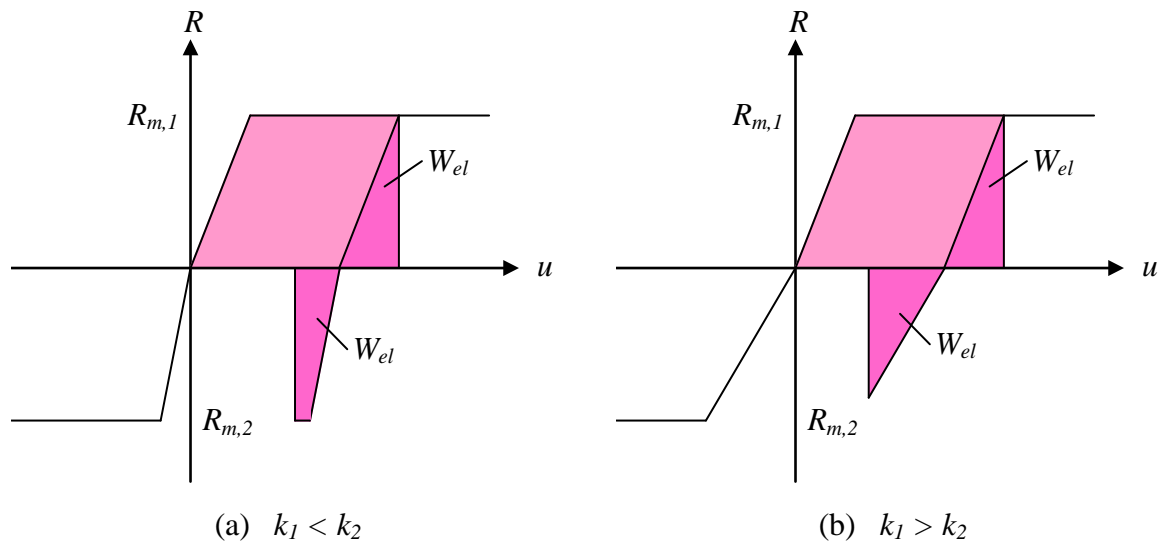
Figur 4.1 (a) enfrihetsgradssystem, (b) elastoplastisk arbetskurva med samma styvhet och lastkapacitet, (c) illustration av återsvängning.

För att illustrera effekten av olika styvhet k och lastkapacitet R_m i de båda deformationsriktningarna behandlas här ett antal olika typfall:

- Samma styvhet, olika kapacitet, se Figur 4.2.
- Olika styvhet, samma kapacitet, se Figur 4.3.
- Olika styvhet, olika kapacitet, se Figur 4.4.



Figur 4.2 Strukturell respons vid återsvängning: samma styvhet, olika kapacitet.



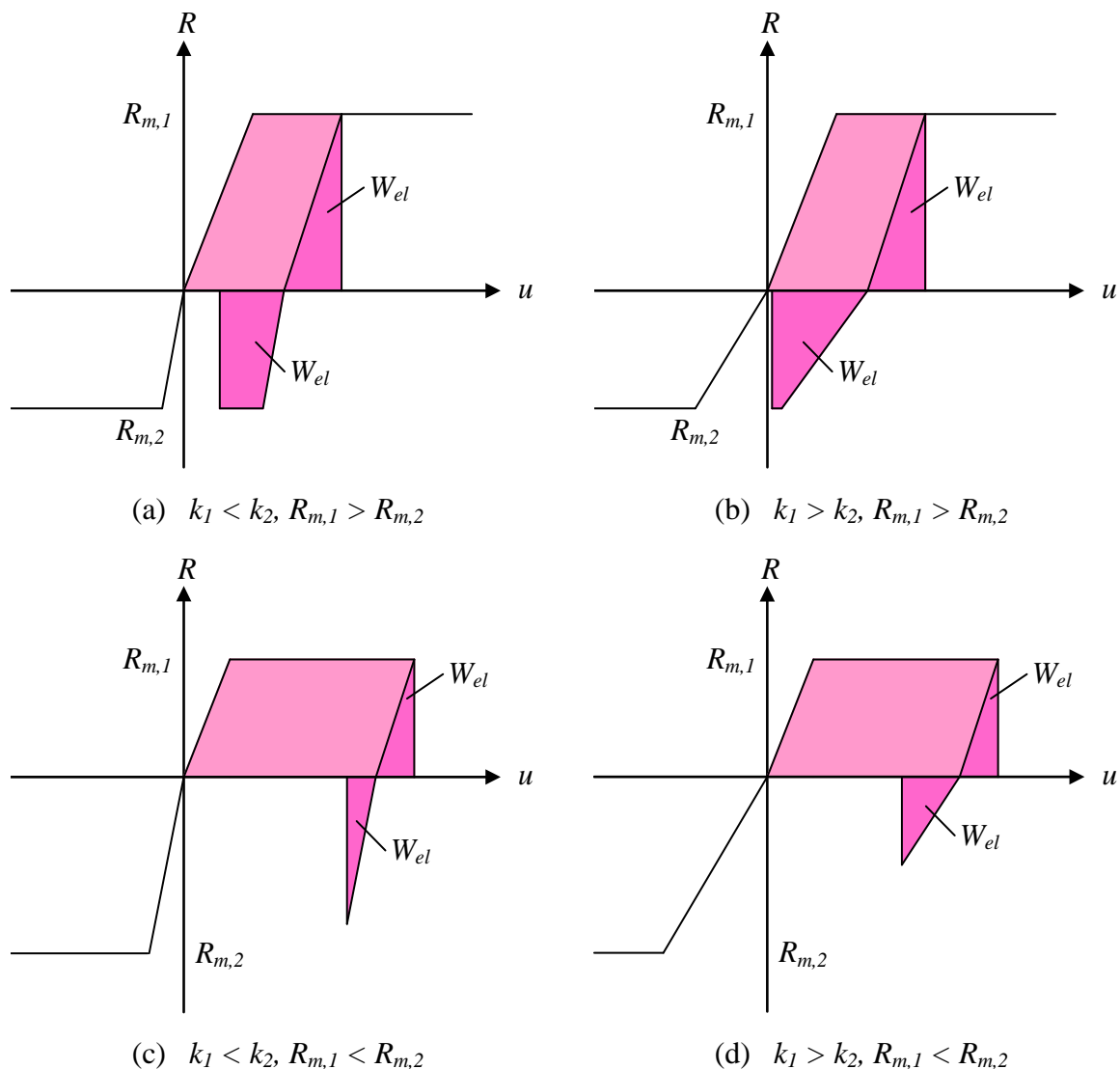
Figur 4.3 Strukturell respons vid återsvängning: olika styvhet, samma kapacitet.

I Figur 4.1 är styvhet och kapacitet samma oavsett lastriktning, dvs. $k_1 = k_2$ och $R_{m,1} = R_{m,2}$. Detta medför att formen på den avlastande lastkurvan är identisk med den pålastande lastkurvan i återsvängningen, se Figur 4.1c. När styvhet och/eller kapacitet skiljer sig så som den/de gör i Figur 4.2 till Figur 4.4 blir så dock inte längre fallet. Av dessa figurer framgår istället att elastisk eller plastisk respons kan uppkomma beroende på aktuell kombination:

- Fall när återsvängning alltid når plastisk respons
 - Samma styvhet och $R_{m,1} > R_{m,2}$, se Figur 4.2a
 - Samma kapacitet och $k_1 < k_2$, se Figur 4.3a
 - Kombination av $k_1 < k_2$ och $R_{m,1} > R_{m,2}$, se Figur 4.4a

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

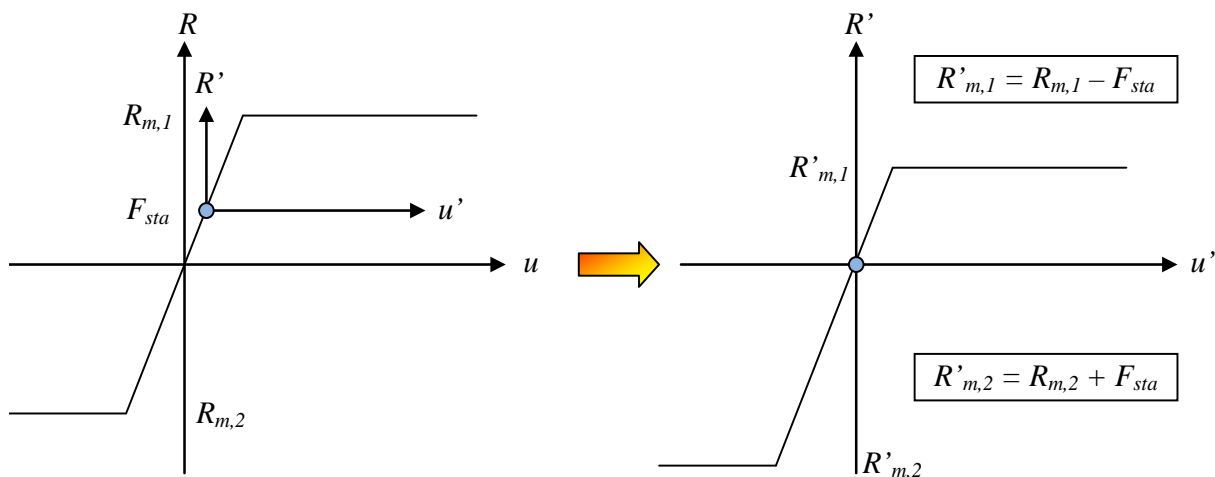
- Fall när återsvängning aldrig når plastisk respons
 - Samma styvhet och $R_{m,1} < R_{m,2}$, se Figur 4.2b
 - Samma kapacitet och $k_1 > k_2$, se Figur 4.3b
 - Kombination av $k_1 > k_2$ och $R_{m,1} < R_{m,2}$, se Figur 4.4d
- Fall när det är oklart om återsvängning når plastisk respons
 - Kombination av $k_1 > k_2$ och $R_{m,1} > R_{m,2}$, se Figur 4.4b
 - Kombination av $k_1 < k_2$ och $R_{m,1} < R_{m,2}$, se Figur 4.4c



Figur 4.4 Strukturell respons hos vid återsvängning: olika styvhet och olika kapacitet.

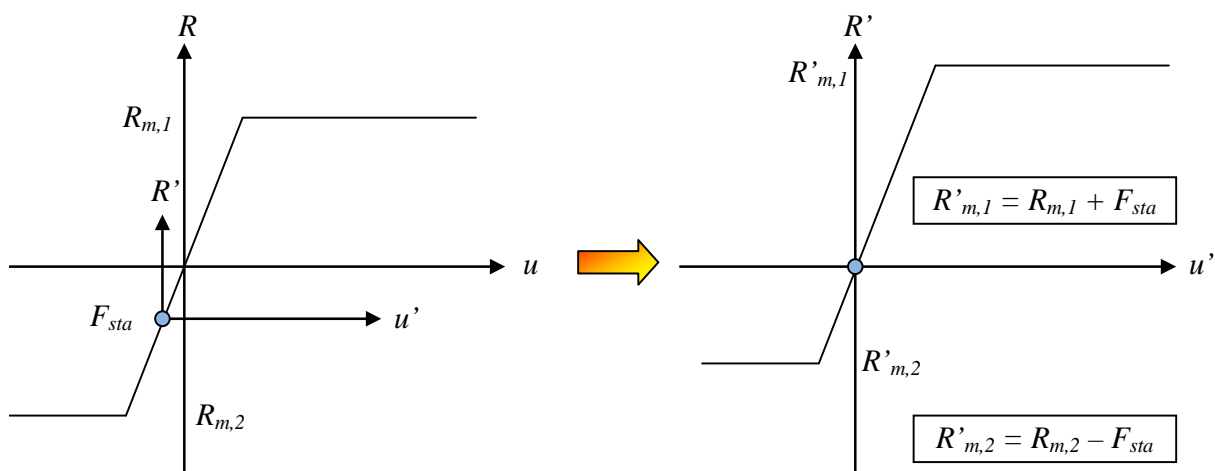
4.1.2 Kombination av statisk last och impulslast

I Figur 4.5 visas schematiskt hur strukturens arbetskurva, motsvarande den i Figur 4.1b, påverkas när statisk last och impulslast verkar i samma riktning. Dvs. en del av strukturens tillgängliga kapacitet $R_{m,1}$ är redan innan impulslasten appliceras förbrukad av att bära en statisk last och kvar finns enbart kapaciteten $R'_{m,1}$. På samma sätt finns en reservkapacitet vid återsvängning som motsvarar den statiska lasten F_{sta} , varvid kapaciteten mot detta ökar till $R'_{m,2}$. För ett sådant fall kan den aktuella situationen därför förenklat betraktas som att origo för den modifierade arbetskurvan $R'(u')$ flyttas uppåt och placeras på en nivå motsvarande den statiska lasten F_{sta} . Därmed fås också en modifierad kurva där $R'_{m,1} < R'_{m,2}$, dvs. ett fall som motsvarar det som visas i Figur 4.2b.



Figur 4.5 Statisk last och impulslast verkar i samma riktning. Origo för den modifierade arbetskurvan flyttas uppåt för att simulera

Med samma resonemang kan ett fall där lasterna verkar i motsatta riktningar visas motsvara att origo flyttas ned och placeras på en nivå på $-F_{sta}$, så som illustreras i Figur 4.6. Därmed fås också en modifierad kurva där $R'_{m,1} > R'_{m,2}$, dvs. ett fall som motsvarar det som visas i Figur 4.2a.



Figur 4.6 Statisk last och impulslast verkar i motsatt riktning.

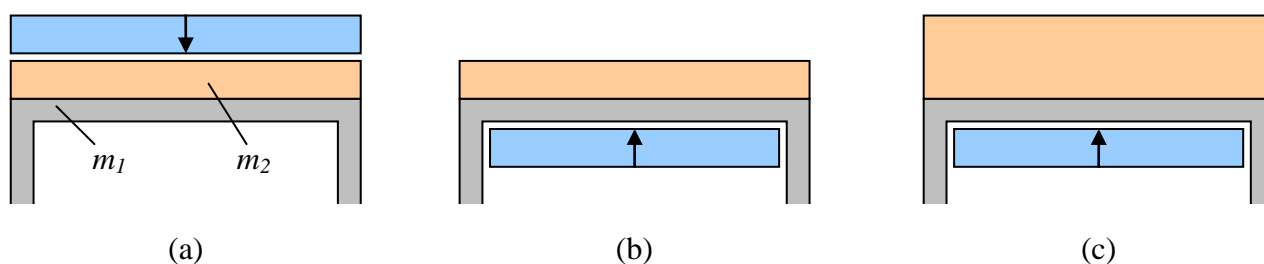
4.1.3 Konstruktioner med jord eller vatten på ena sidan

För konstruktioner som har ett annat material, så som jord eller vatten, på ena sidan kan beräkning utföras på ett sätt som motsvarar det som beskrivs i avsnitt 4.1.2. Dvs. en statisk last F_{sta} bestäms utgående från aktuell lastsituation med beaktande av samtliga statiska laster, inklusive den tillkommande last som uppstår av jord eller vatten på ena sidan. Skillnaden gentemot vad som beskrivs i avsnitt 4.1.2 är att jorden/vattnet även kan bidra med ett tillskott till konstruktionens massa. Hur en sådan tillkommande massa ska bestämmas är dock inte självklart.

I Figur 4.7 illustreras schematiskt några möjliga lastsituationer som utgår från i det fortsatta resonemanget. Allmänt kan hela eller delar av massan m_2 jord/vatten adderas till konstruktionens massa m_1 , dvs.

$$m_{12} = m_1 + \lambda \cdot m_2 \quad (4.2)$$

där λ är en faktor som anger hur stor andel av den extra massan som kan tillgodoräknas i impulsberäkningen. För ett idealt fall kan hela massan m_2 adderas varvid $\lambda = 1,0$.



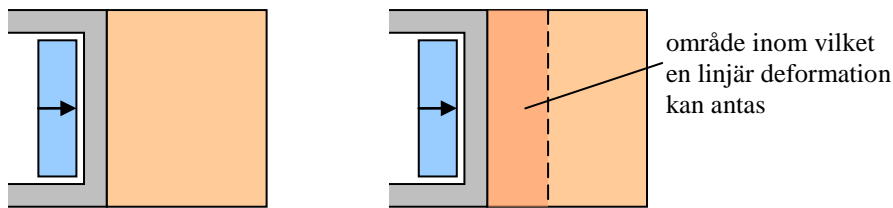
Figur 4.7 Olika situationer där last verkar mot en konstruktion med tillkommande massa från ett annat material: (a) extra massa placerat mellan last och konstruktion, och extra massa placerat bakom konstruktion vid (b) tunt skikt, (c) tjockt skikt.

För ett belastningsfall enligt Figur 4.7a är det, oavsett tjocklek på skiktets tjocklek, rimligt att ansätta $\lambda = 1,0$ eftersom impulslasten i ett sådant fall tvingar massan m_2 att medverka med den underliggande strukturen. Ett sådant värde är även rimligt att använda om tjockleken på det extra materialet är så tunt att en deformation hos konstruktionen påverkar hela dess massa på ett likartat sätt, se Figur 4.7b. Om lagret hos den tillkommande massan dock är tjockt, se Figur 4.7c, så är det dock rimligt att $\lambda < 1,0$ eftersom strukturens deformation i ett sådant fall inte påverkar hela den ovanpåliggande massan på samma sätt.

Vad som ska definieras som ett tunt eller tjockt skikt i ett sådant här fall är svårt att ge explicita riktlinjer om och får bedömas från fall till fall beroende på det aktuella materialets egenskaper samt den deformation som strukturen erhåller. Det som dock är viktigt att komma ihåg vid en sådan bedömning är att det enbart är den delen av massan som erhåller en förflyttning som ger ett tillskott till massan m_{12} i ekvation (4.24). För ett fall enligt Figur 4.7c där den övre delen av den tillkommande massan inte rör sig, men materialet däremellan pressas samman linjärt i förhållande till avståndet från strukturens överkant, kan det visas att $\lambda = 0,33$.

En variant av belastningsfall enligt Figur 4.7c är när den tillkommande massan istället för att vara placerad ovanpå strukturen är placerad vid sidan av så som illustreras i Figur 4.8. I ett sådant fall finns det inte nödvändigtvis någon bortre gräns för var det extra materialet slutar. En uppskattning av den medverkande massan kan dock fås genom att konservativt bedöma den jordvolym inom

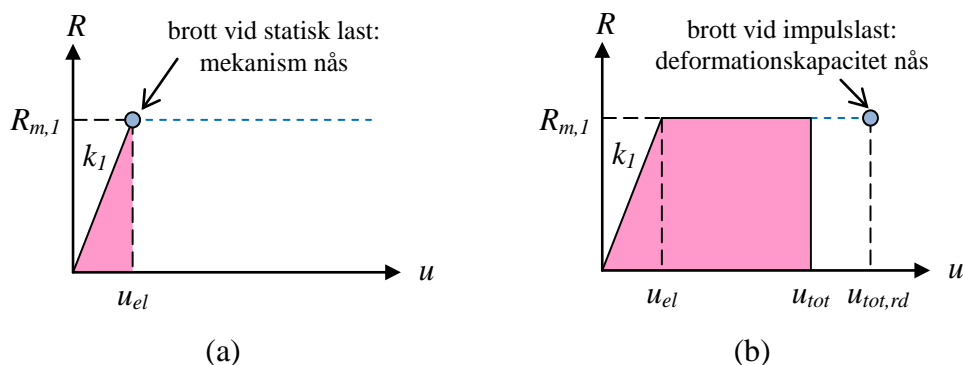
vilket en linjär sammanpressning fås av materialet. Av detta kan en massa m_2 beräknas som sedan kombineras med en faktor $\lambda = 0,33$ enligt ovan. Hur storleken på det sammanpressade området ska bedömas behandlas inte vidare här.



Figur 4.8 Last mot struktur med ett tjockt skikt av extra massa bakom strukturen.

4.1.4 Hur hanteras statisk last när en impulslast gett upphov till en mekanism?

Vid statisk belastning innebär uppkomsten av en mekanism att maximalt tillåten lastnivå har uppnåtts, dvs. uppnås en mekanism så erhålls också brott i strukturen, se Figur 4.9a. För en impulsbelastning är detta dock inte fallet och för en konstruktion utsatt för en sådan last är det istället eftersträvansvärt att verkligen uppnå en mekanism och aktuellt brottkriterium baseras istället på tillåten deformationsförmåga, se Figur 4.9b.

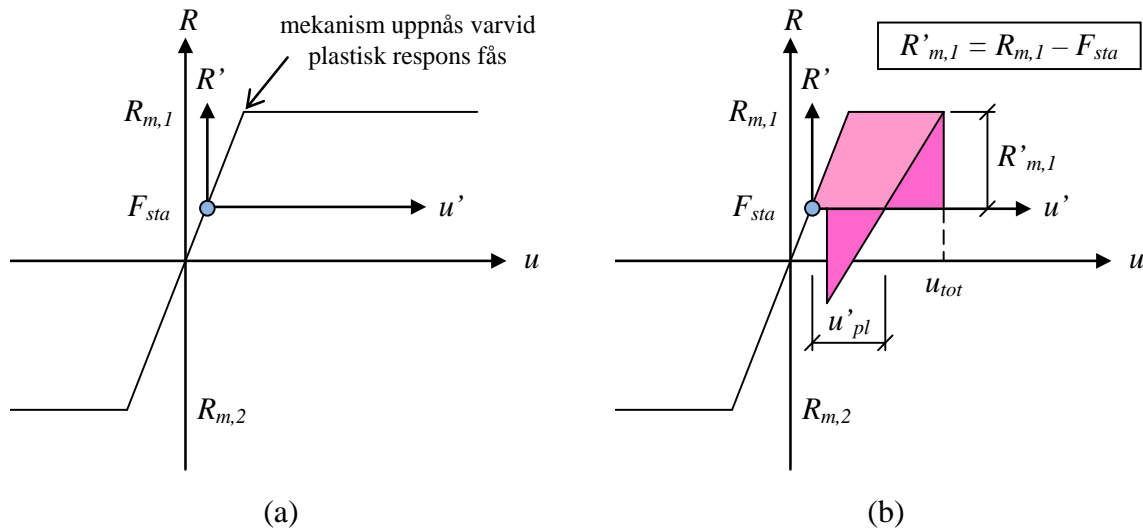


Figur 4.9 Schematisk illustration av brott vid (a) statisk last och (b) impulslast.

Ovanstående utsago kan för en statiker möjligen te sig tämligen underligt. Orsaken till att så dock är fallet hittas i den verkande lastens varaktighet. En statisk last antas ha en sådan lång varaktighet att om den kritiska lastnivå, som krävs för att resultera i en mekanism, uppnås så kommer också den tillgängliga plastiska deformationsförmågan uttömmas, varvid brott fås. En impulslast har dock en sådan kort varaktighet att den tillåtna plastiska deformationsförmågan i utsatt konstruktion inte nödvändigtvis hinner uppnås innan lasten har försvunnit. Därmed kan den energiupptagningsförmåga som finns i konstruktionen utnyttjas på ett effektivt sätt och en elastisk avlastning fås när den genererade inre energin blir densamma som pålagd yttre energi.

För att exemplifiera konceptet utgår här från en fritt upplagd betongbalk som är utsatt för en kombination av en statisk last (egentyngd) och en impulslast. Med antagande om en elastoplastisk responskurva genererar detta en situation enligt Figur 4.10a, se avsnitt 4.1.1 för mer detaljerad information. Last från egentyngd, symboliserad med lastnivån F_{sta} , är sådan att en elastisk respons fås. I Figur 4.10b illustreras hur responsen blir när balken utsätts för en impulslast som verkar i samma riktning som egentyngden. Den påfrestning som detta innebär medför att balken når sin

maximala lastkapacitet – en mekanism uppstår när en flytled i fältmitt uppstår – och en plastisk deformation utvecklas. Vid en given deformation $u_{tot} \leq u_{tot,rd}$ nås dock energibalans, $W_y = W_i$, varvid konstruktionen lastas av elastiskt igen och svänger kring en kvarstående plastisk deformation u'_{pl} till dess att den stannar, se Figur 4.10b. Vid detta tillfälle har visserligen en permanent deformation uppstått i balken men avlastningen medför att den upphört att fungera som en mekanism. För att bli en mekanism igen krävs att en yttre last $F = R'_{m,1}$ appliceras men fram till dess kommer den att bete sig som en balk med linjärelastisk respons.



Figur 4.10 Responssamband för fritt upplagd balk belastad med (a) enbart statisk last, (b) kombination av statisk last och impulsbelastning med resulterande deformation och avlastning. Balken får en kvarstående deformation u'_{pl} när impulslasten upphört.

4.2 Hur ska inverkan av normalkraft beaktas på en impulsbelastad pelare?

Den tryckande kraften på en pelare kan ha både en gynnsam och en ogynnsam inverkan på dess förmåga att bära last – ökad momentkapacitet respektive orsak till ett tillskottsmoment. Om kapacitetsökningen överstiger tillskottsmomentet har normalkraften positiv inverkan, annars inte. För en pelare med elastisk respons beaktas inverkan av tillskottsmoment via en förstoringfaktor kopplad till aktuell normalkraft och kritisk knäcklast medan ökad momentkapacitet fås som en effekt i tvärsnittskontrollen. Vid statisk belastning utgås per definition från en elastisk respons för pelaren, varför en sådan beräkningsmetodik också är möjlig i ett sådant fall. En impulsbelastad pelare som enbart uppvisar en elastisk respons kan beräknas på motsvarande sätt – enda skillnaden är att impulslasten först behöver omvandlas till en ekvivalent statisk last. Om impulsbelastningen dock medför att en plastisk respons erhålls krävs en alternativ beräkningsmetod och nedan presenteras ett förslag på en sådan metod.

Lastkapaciteten för en pelare kan skrivas som

$$R_{red} = R - \Delta R_N \quad (4.3)$$

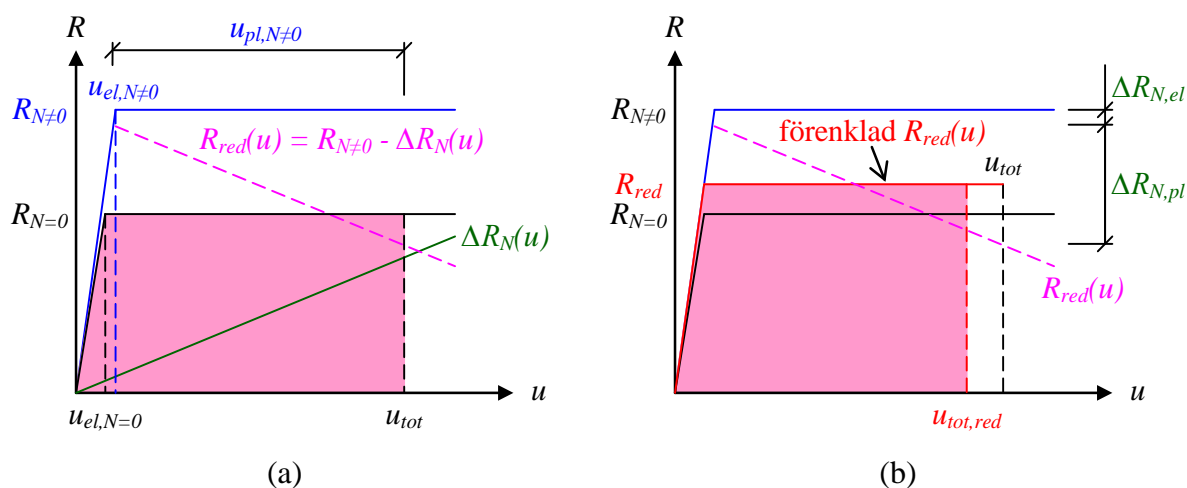
där R_{red} är reducerad lastkapacitet, R är lastkapacitet utan hänsyn till tillskottsmoment och ΔR_N är kapacitetsreduktion orsakat av tillskottsmoment. Problemet för en pelare vid en plastisk respons är dock att bestämma hur stor ΔR_N blir. Reduktionen ΔR_N är proportionell mot normalkraften N och deformationen u i kritiskt snitt och kan skrivas som

$$\Delta R_N = \Delta R(N \cdot u) \quad (4.4)$$

Vid en plastisk respons gäller dock även att den resulterande deformationen u bland annat beror på den reducerade mothållande kraften R_{red} , dvs.

$$u = u(R_{red}) \quad (4.5)$$

Av detta framgår att det inte är möjligt att direkt räkna fram aktuella parametrar utan att någon form av iterativ beräkningsgång är nödvändig.



Figur 4.11 (a) Schematiskt respons samband för pelare med ($R_{N \neq 0}$) och utan ($R_{N=0}$) normalkraft. Reducerad kapacitet $R_{red}(u)$ beräknas utgående från kapacitet när $N \neq 0$ och lastreduktion $\Delta R_N(u)$, (b) förenklat, reducerat respons samband baserat på lastreduktion vid deformation u_{tot} .

Om inverkan av initialkrokighet eller andra ordningens effekter bortses från kan konceptet för en sådan beräkningsgång illustreras som i Figur 4.11. Här visas schematiska respons sambanden $R(u)$ för pelare med och utan normalkraft. Av detta fås en reducerad lastkapacitet $R_{red}(u)$, så som illustreras i Figur 4.11a. Detta ligger sedan till grund för att beräkna ett förenklat elastoplastiskt samband enligt Figur 4.11b. Eftersom reduktionskraften $\Delta R_N(u)$ ökar med ökande deformation utgås konservativt från responskurvan utan normalkraft, $R_{N=0}(u)$. Den deformation u_{tot} som fås vid impulsbelastning av ett sådant fall används sedan för att ta fram en uppskattning på det maximala värdet av ΔR_N . Denna kan i sin tur delas in i två delar

$$\Delta R_N = \Delta R_{N,el} + \Delta R_{N,pl} \quad (4.6)$$

där

$$\Delta R_{N,el} = \Delta R_N(u_{el,N \neq 0}) \quad (4.7)$$

och

$$\Delta R_{N,pl} = \Delta R_N(u_{pl,N \neq 0}) \quad (4.8)$$

motsvarar en konservativ uppskattning av kapacitetsreduktionen vid elastisk respektive plastisk deformation. Utgående från detta kan slutligen den reducerade lastkapaciteten beräknas som

$$R_{red} = R_{N \neq 0} - \left(\Delta R_{N,el} + \frac{\Delta R_{N,pl}}{2} \right) \quad (4.9)$$

i enlighet med Figur 4.11b. Kontroll behöver även göras av att tillskottsmomentet på grund av normalkraft, $\Delta M = N \cdot u$, inte blir dominerande gentemot den ökning av momentkapaciteten som en tryckande normalkraft bidrar till. För här beskriven metod uppfylls detta villkor om

$$R_{red} \geq R_{N=0} \quad (4.10)$$

uppfylls. Om så dock inte är fallet gäller inte ovan presenterad beräkningsgång.

Inverkan av pelarens initialimperfektioner kan beaktas genom att vid beräkning av kapacitetsreduktionen orsakad av elastisk deformation ersätta ekvation (4.7) med

$$\Delta R_{N,el,tot} = \Delta R_N(u_{el,tot}) \quad (4.11)$$

där

$$u_{el,tot} = u_{el,N \neq 0} + e \quad (4.12)$$

är total elastisk deformation när initialimperfektion e har medräknats. Den andra ordningens effekt kan på motsvarande sätt beaktas genom att räkna upp kapacitetsreduktionen ΔR_N med en förstoringfaktor

$$C = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} \quad (4.13)$$

där N är aktuell normalkraft och N_{cr} är pelarens kritiska knäcklast. Sammantaget innebär detta att den reducerade lastkapaciteten R_{red} kan beräknas som

$$R_{red} = R_{N \neq 0} - C \cdot \left(\Delta R_{N,el,tot} + \frac{\Delta R_{N,pl}}{2} \right) \quad (4.14)$$

vilket därmed ersätter uttryck enligt ekvation (4.9).

Storleken på pelarens elastiska styvhet $k = k(EI)$ kan beräknas utgående från en böjstyvhet

$$EI = \max(EI_{II}, EI_{nom}) \quad (4.15)$$

där I_{II} anger ekvivalent tröghetsmoment för ett böjsprucket tvärsnitt (stadium II) vid ren böjning ($N = 0$) samt

$$EI_{nom} = K_c \cdot E_c I_c + K_s \cdot E_s I_s \quad (4.16)$$

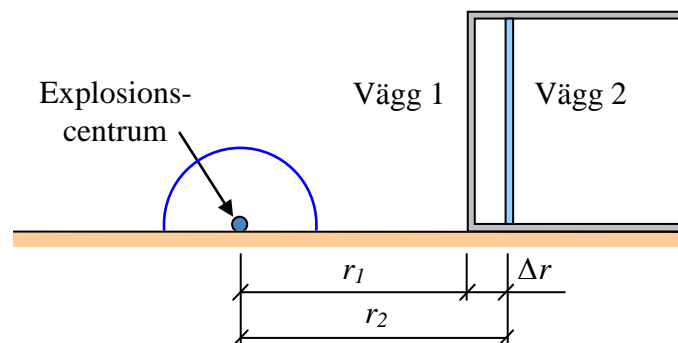
är nominell böjstyvhet enligt anvisningar i Eurokod 2.

Kommentar

Ovan given beräkningsmetod kan användas i flera iterationssteg. Om en förfinad beräkning önskas kan en ny beräkning utföras där $R_{N=0}$ ersätts med R_{red} varvid samma beräkningsprocess genomförs på samma sätt igen. Detta ger en gradvis förbättrad kontroll på ingående parametrar, vilket därmed minskar beräkningsmetodens konservatism.

4.3 Hur ska effekten av flera skyddande barriärer beaktas?

Nedan ges en ingenjörsmässig metod för att bedöma vilken last som går vidare bakom en skyddskonstruktion som brister. En situation motsvarande den som schematiskt visas i Figur 4.12 studeras.



Figur 4.12 Geometri hos studerad situation där en stötvåg från en explosion behöver ta sig förbi vägg 1 för att nå fram till vägg 2.

För att förenkla beskrivningen av beräkningsmodellen utgår angivna uttryck från att den verkande trycklasten kan betraktas som en karakteristisk impulslast. För laster med en kort varaktighet kan en sådan approximation vara acceptabel men för impulslaster med längre varaktighet kan en sådan förenkling leda till onödigt stor konservatism varvid en mer noggrann beräkning av resulterande yttre arbete i så fall bör göras.

Utgående från impulslasten I_1 som verkar på vägg 1 kan det yttre arbetet $W_{y,1}$ som verkar mot denna beräknas som

$$W_{y,1} = E_{k,1} = \frac{I_1^2}{2m_1} \quad (4.17)$$

Det inre arbete $W_{i,1}$ som vägg 1 kan ta upp innan den brister beräknas. Beroende på vilken typ av respons som kan tillgodoses för vägg 1 beräknas det inre arbetet på olika sätt. Konservativt antas dock att väggen bryts sönder fullständigt i det ögonblick som dess brottkriterium uppnås och att den därefter till fullo kastas vidare i lastens riktning.

Den energimängd $\Delta E_{k,1}$ som kvarstår efter sönderbrytande av vägg 1 fås genom att reducera det yttre arbetet $W_{y,1}$ med väggens inre arbete $W_{i,1}$, dvs.

$$\Delta E_{k,1} = W_{y,1} - W_{i,1} \quad (4.18)$$

Vid kontroll av vägg 2 beaktas inverkan av den utkastade väggens massa m_1 och vid antagande om plastisk stöt mellan vägg 1 och vägg 2 kan den yttre energin $W_{y,2}$, som verkar mot vägg 2, beräknas som

$$W_{y,2} = \frac{m_1}{m_1 + m_2} \cdot \Delta E_{k,1} \quad (4.19)$$

Uttrycket för det yttre arbetet $W_{y,2}$ förutsätter att den stötlast som fås från den sönderbrutna vägg 1 fungerar som en karakteristisk impulslast. Om så inte är fallet, utan dess varaktighet kan påvisas vara tillräckligt lång, så kan $W_{y,2}$ reduceras. Andra effekter som kan påverka hastigheten hos inkastade väggfragment, så som luftmotståndet samt impuls från den negativa fasen, är normalt litet och kan konservativt försummas.

Kommentar

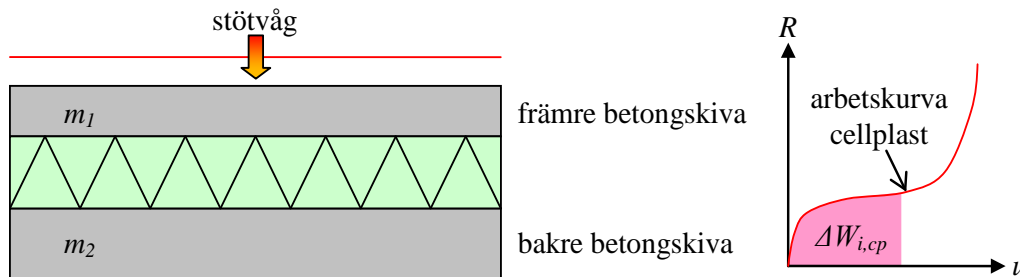
Det kan noteras att här presenterat synsätt kan, om det inre arbetet $W_{i,1}$ är lågt och skillnad i avstånd r_1 och r_2 är tillräckligt stort, innebära att en mindre kritisk lasteffekt mot vägg 2 skulle erhållits om det inte funnits någon vägg 1 alls. Orsaken till detta är att den last som fås från vägg 1 mot vägg 2 kan liknas vid ett splitterutkast från en splitterbomb. En viktig skillnad här är dock att eftersom utkastade fragment bedöms kastas i en riktning vinkelrätt vägg 1 kommer det inte att ske någon uttunning av lasten med avståndet på ett sådant sätt som fås vid en splitterbomb.

4.4 Hur utförs beräkning av sammansatta byggnadsmaterial?

En situation där skyddet kan bestå av sammansatta byggnadsmaterial är exempelvis aktuellt för så kallade sandwichelement som består av två betongdelar åtskilda av ett lager med cellplast, se Figur 4.13. Hur en konstruktion med en sådan utformning beter sig vid en impulsbelastning är relativt komplext och beror på lastens samt cellplastens egenskaper i kombination med ingående styvheter hos den främre och bakre betongskivan. Några detaljerade riktlinjer för hur en sådan konstruktion ska beräknas ges därför inte här, dessa begränsas istället till att beskrivas på en mer konceptuell nivå.

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

När stötvågen träffar den främre skivan kommer denna att accelerera och pressa samman cellplasten mot den bakomliggande betongskivan. Lasten överförs därigenom till den bakre skivan, som normalt också fungerar som den bärande delen i elementet. Den totala impuls som når fram till denna kommer inte att ändras men kan märkbart ändra karaktär i form av ett minskat tryckvärde men med en ökad varaktighet.



Figur 4.13 Uppbyggnad av sandwichelement.

Cellplastens sammanpressning medför två gynnsamma effekter som båda bidrar till att minska det yttre arbete som verkar mot den bakre betongskivan:

- en energiförbrukning $\Delta W_{i,cp}$ som i princip medför att impulsöverföringen från den främre till den bakre skivan kan betraktas som en plastisk stöt,
- lastens varaktighet ökar med en bibehållen impuls, vilket innebär en mindre allvarlig lastsituation.

Att ha ett sammansatt material är dock inte bara av godo. En negativ effekt är att den låga massan hos den främre betongskivan gör att det yttre arbete som förs in i kroppen ökar. Vidare kommer den främre och bakre betongskivan normalt inte kunna samverka, något som minskar elementets lastkapacitet jämfört med vad som hade varit fallet hos ett homogent betongelement med en tjocklek motsvarande summan av dessa.

Sammantaget är det komplicerat att generellt uttala sig om hur ovanstående positiva och negativa effekter påverkar elementet i sin helhet. En alltför styv cellplast kan medföra att den bakre betongskivan sätts i rörelse redan vid en liten energiförbrukning av cellplasten, dvs. lastens varaktighet ökar enbart marginellt, medan en alltför vek cellplast kan resultera i att denna trycks ihop så mycket att den främre betongskivan i princip slår igenom och träffar den bakre skivan på ett ogynnsamt sätt som mer liknar en elastisk stöt. Nedan ges dock en beräkningsgång som bedöms vara konservativ och som kan användas vid impulsbelastning mot ett element av ett sammansatt byggnadsmaterial.

Konceptuellt kan responsen hos ett element av sammansatt material, motsvarande det i Figur 4.13 delvis liknas vid den som fås vid skydd av flera olika barriärer, se avsnitt 4.3. En liknande beräkningsgång är därför också möjlig att använda här. För att förenkla beskrivningen av beräkningsmodellen utgår angivna uttryck från att den verkande trycklasten kan betraktas som en karakteristisk impulsbelastning. En mer noggrann beräkning, där lastens varaktighet beaktas, är dock möjlig att göra enligt samma koncept som ges här.

Utgående från impulslasten I_1 som verkar på den främre betongskivan kan det yttre arbetet $W_{y,1}$ som verkar mot denna beräknas som

$$W_{y,1} = E_{k,1} = \frac{I_1^2}{2m_1} \quad (4.20)$$

Inledningsvis antas den främre skivan överföra lasten till den bakre skivan via cellplasten. Det inre arbete som uträttas vid sammanpressning av denna gör att plastisk stöt kan nyttjas men i övrigt antas den konservativt inte ha någon inverkan på lastens utbredning i tiden. Efter plastisk stöt kan det yttre arbetet som ska tas upp av det sammansatta elementet beräknas som

$$W_{y,12} = \frac{m_1}{m_1 + m_2} \cdot W_{y,1} = \frac{I_1^2}{2(m_1 + m_2)} = \frac{I_1^2}{2m_{12}} \quad (4.21)$$

där m_{12} är den totala massan av den främre och bakre betongskivan.

Kapacitetskontroll görs på samma sätt som för en vanlig balk men med den skillnaden att styvhet k_{12} och lastkapacitet R_{12} bestäms som summan av de enskilda bidragen från främre och bakre skivan, dvs.

$$k_{12} = k_1 + k_2 \quad (4.22)$$

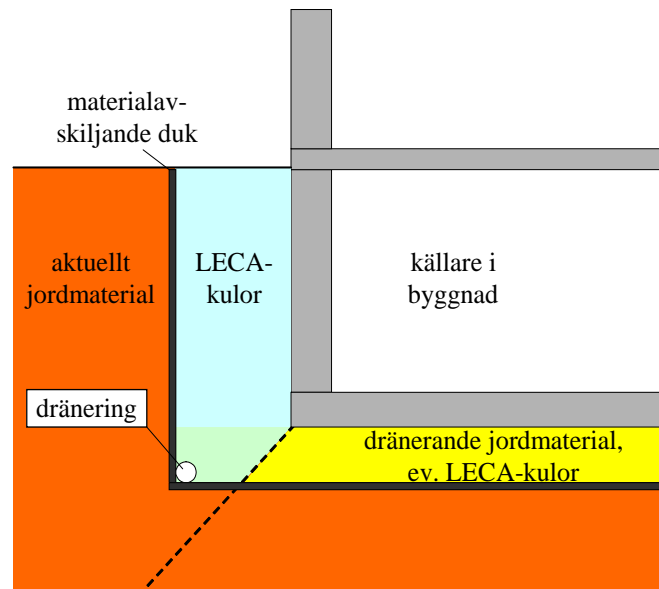
$$R_{12} = R_1 + R_2 \quad (4.23)$$

Den tillåtna deformationen $u_{rd,12}$ hos det sammansatta elementet kan slutligen konservativt bestämmas som

$$u_{rd,12} = \min(u_{rd,1}, u_{rd,2}) \quad (4.24)$$

Kommentar

Studier utförda av MSB, se Johansson och Laine (2012c), har påvisat att en möjlig förstärkning av en byggnad med hänsyn till last från markstövåg är användandet av ett energiförbrukande skikt i marken. Ett sådant skikt kan utgöras av ett poröst material såsom lätt expanderade lerkulor, så kallade LECA-kulor, se Figur 4.14.



Figur 4.14 Schematisk bild av hur en förstärkning med ett skikt av LECA-kulor kan göras på befintlig byggnad.

4.5 Hur kan deformationskapacitet hos stålkonstruktioner bestämmas?

För betongkonstruktioner ges i Eurokod 2 anvisningar om hur den plastiska deformationskapaciteten kan beräknas. Några motsvarande anvisningar för stålkonstruktioner saknas dock i Eurokod 3. Med anledning av detta presentera här därför en modell baserad på en ingenjörsmässig bedömning av hur den plastiska deformationskapaciteten hos en stålkonstruktion kan uppskattas.

I Eurokod 3 används begreppet tvärsnittsklasser för att fastställa i vilken grad ett tvärsnitt har någon rotationskapacitet. Fyra klasser definieras enligt följande:

- **Klass 1:** Tvärsnitt som kan bilda en flytled med den rotationskapacitet som krävs från en plastisk analys utan reduktion av bärförmågan.
- **Klass 2:** Tvärsnitt som kan uppnå plastisk bärförmåga för moment, men har begränsad rotationskapacitet på grund av buckling.
- **Klass 3:** Tvärsnitt där spänningen i den yttersta tryckta fibern för ståltvärsnittet kan uppnå flytgränsen i en elastisk spänningsfördelning, men där buckling förhindrar plastisk bärförmåga för moment.
- **Klass 4:** Tvärsnitt där buckling inträffar innan flytgränsen uppnås i en eller flera delar av tvärsnittet.

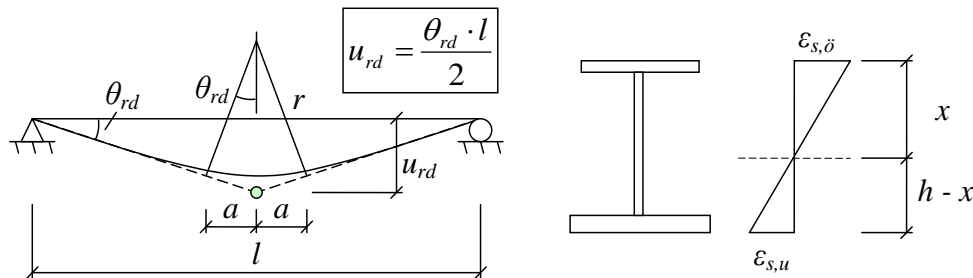
Tvärsnitt i klass 1 kan således uppvisa en plastisk omlagringsförmåga både i lokalt tvärsnitt som globalt i konstruktionsdel medan tvärsnitt i klass 2 är begränsat till enbart lokal plasticering i tvärsnittet men inte globalt i konstruktionsdel. Detta innebär att det krävs tvärsnitt av klass 1 för att kunna tillgodoräkna sig en global plastisk respons i strukturen – för tvärsnitt i klass 2, 3 och 4 ska använd strukturmodell antas uppvisa en elastisk respons.

Beräkning av impulsbelastad konstruktion

I Figur 4.15 illustreras en fritt upplagd balk där flytleden, här definierad att ha en konstant krökningsradie r , uppstår inom ett område med längden $2a$. Hur stor längden a bör vara är oklar men det bedöms här vara konservativt att sätta den till

$$a = 0,5 \cdot h \quad (4.25)$$

där h är tvärsnittets höjd.



Figur 4.15 Modell för rotationskapacitet hos flytled i fritt upplagd balk.

Här kan sambandet mellan rotationskapacitet θ_{rd} och flytledens utbredning a tecknas som

$$\theta_{rd} = \frac{a}{r} \quad (4.26)$$

Maximalt tillåten krökningsradie baseras på tillåten ståltöjning i tvärsnittet inom flytledens utbredning och krökningen kan beräknas som

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{s,o}}{x} = \frac{\varepsilon_{s,u}}{h-x} \quad (4.27)$$

där $\varepsilon_{s,o}$ och $\varepsilon_{s,u}$ är stålets medeltöjning över sträckan a i över- respektive underkant, x är avstånd från överkant till det neutrala lagret och h är tvärsnittets totalhöjd enligt Figur 4.15. Med antagande om att $x = h/2$ fås $\varepsilon_{s,o} = \varepsilon_{s,u} = \varepsilon_s$, vilket tillsammans med ekvation (4.25) till (4.27) ger att

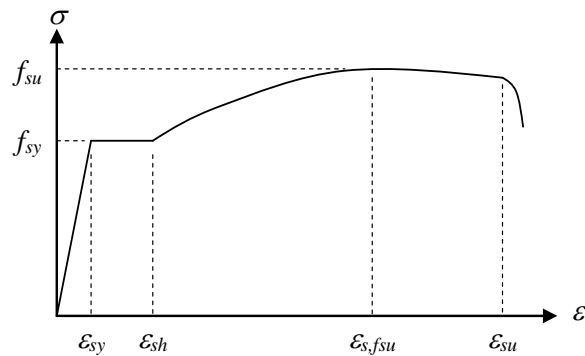
$$\theta_{rd} = \varepsilon_s \quad (4.28)$$

Kvoten mellan balkens längd l och tillåten plastisk mittnedböjning u_{rd} kan för balk enligt Figur 4.15 tecknas som

$$\frac{l}{u_{rd}} = \frac{2}{\theta_{rd}} = \frac{2}{\varepsilon_s} \quad (4.29)$$

Tillåtet värde på töjningen ε_s beror på aktuellt stålmaterial. För ett varmvalsat stål med arbetskurva i enlighet med Figur 4.16 är det dock rimligt att en brotttöjning på $\varepsilon_s = \varepsilon_{s,fsu} \approx 10\%$ kan tillåtas och med detta värde insatt i ekvation (4.29) fås

$$\frac{l}{u_{rd,f}} = \frac{2}{0,10} = 20 \quad (4.30)$$



Figur 4.16 Schematisk arbetskurva för varmvalsat stål.

Kommentar

Ovan givna samband för tillåten deformationskapacitet gäller för en fritt upplagd balk där flytleden uppstår i balkens fältmitt. För andra placeringar av flytleden fås andra värden på den plastiska deformationen. Dessa kan dock härledas enligt samma metodik som ges ovan.

4.6 Är det korrekt att alltid anta ett lågt hållfasthetsvärde för material?

Vid beräkning med hänsyn till statiska laster är det ofta konservativt att välja materialdata motsvarande det nedre karakteristiska värdet. Det kan visserligen uppstå situationer där en låg hållfasthet är ogynnsam, exempelvis vid bestämning av minimiarmering vid böjning, men ett lågt hållfasthetsvärde är normalt vad den verksamme konstruktören utgår ifrån. Vid impulsbelastade konstruktioner är det dock vanligare att en situation kan uppstå där ett lågt hållfasthetsvärde är ogynnsamt. Anledningen till detta är att den maximala lastkapaciteten önskas utnyttjas vid impulsbelastning, dvs. utbildandet av en mekanism eftersträvas, se avsnitt 4.1.4. Därmed blir det vid impulsbelastning också av större vikt att inte underskatta lastkapaciteten för en given konstruktionsdel.

Skapandet av en mekanism utgår från att plastiska leder uppstår med hänsyn till böjning och förutsätter att lastkapaciteten inte begränsas av ett sprött tvärkraftsbrott. Dvs. den lastdel som ska bäras i tvärkraft är beroende på hur stor last som krävs innan en mekanism uppstår. Det kan därför argumenteras för att det kan vara på osäker sida att utgå från armeringens lägre karakteristiska flytgräns när en strukturs totala lastkapacitet ska bestämmas, en lastkapacitet som sedan ligger till grund för att kontrollera att tvärkraftsbrott inte sker.

Ett konservativt förfarande skulle för ett sådant fall därför kunna vara att utföra dessa beräkningar enligt följande koncept:

- Kontroll av moment- och deformationskapacitet görs baserat på att böjarmeringen ansätts ha en flytgräns motsvarande ett lågt karakteristiskt värde.
- Kontroll av tvärkraftskapacitet görs baserat på att betong och/eller byglar har materialvärden motsvarande lågt karakteristiskt värde. Ekvivalent statisk last bestäms dock utgående från att böjarmeringen ansätts ha en flytgräns motsvarande ett högt karakteristiskt värde.

Ovanstående koncept ger resultat på säker sida. Dock är risken överhängande att ett sådant synsätt är alltför konservativt eftersom det förutsätter att låga och höga karakteristiska materialvärden hos ingående material samverkar på det mest tänkbara ogynnsamma sätt. Ett mer realistiskt antagande skulle i ett sådant fall vara att ekvivalent statisk last, som används vid kontroll av konstruktionens tvärkraftskapacitet, istället baseras på böjarmeringens medelvärde för flytgräns. Att använda materialets medelvärde för en situation där en hög hållfasthet är ogynnsam ligger också i linje med hur Eurokod 2 till exempel hanterar krav på minimiarmering.

Det är även möjligt att invända mot ovanstående resonemang. Vid beräkning av tillåten momentkapacitet hos en konstruktion utgås från böjarmeringens flytgräns. Detta sker med det goda minnet att armeringen egentligen också har ett hårdnande, se schematisk arbetskurva för stål i Figur 4.16 i avsnitt 4.5, dvs. armeringens kapacitet begränsas till ett lägre värde än det maximala värde som veterligen kan uppstå. För att vara konsekvent med ovanstående resonemang om att använda ett högt kapacitetsvärde borde det således också vara rimligt att använda armeringens brottspänning f_{su} istället för dess flytspänning f_{sy} vid beräkning av ekvivalent statisk last. Utökas denna tankegång ytterligare i tidigare riktning är det möjligt att även argumentera för att detta brottgränsvärde dessutom bör motsvara det övre karakteristiska värdet, alternativt medelvärdet enligt ovan, för att ge en konservativ kontroll. För att komplicera situationen ytterligare kan ingående material vid snabb belastning, vilket i olika grad blir fallet vid impulsbelastning, även uppvisa märkbart högre kapacitet än vad som är fallet vid normal, statisk belastning.

Kommentar

Av ovanstående resonemang framgår att det inte är svårt att hitta argument till varför ett lågt hållfasthetsvärde inte alltid borde vara konservativt att använda. I praktiken kan det dock vara svårt att veta hur detta ska hanteras, särskilt om effekten från snabb belastning ska beaktas på ett korrekt sätt. Vid jämförelse med annan relevant litteratur som behandlar dimensionering med hänsyn till impulsbelastning återfinns dock inte något resonemang liknande det som presenteras ovan. Av detta konstateras att den okonservatism som kan fås av att genomgående använda låga karakteristiska hållfasthetsvärden i jämförd litteratur inte anses vara tillräckligt viktig, alternativt helt har förbisetts.

Här bedöms det första alternativet vara anledningen till avsaknad av ett sådant resonemang. Baserat på detta dras här därför slutsatsen att det är acceptabelt att, trots ovan presenterade invändningar, genomgående använda sig av låga karakteristiska hållfasthetsvärden. I de fall där ett sådant angreppssätt, av någon anledning ändå inte bedöms vara tillräckligt rekommenderas här att ett medelvärde används istället för ett lågt karakteristiskt värde när en hög lastkapacitet är ogynnsamt.

4.7 Hur kan förskjutningshastighet och frekvens hos omkringliggande bebyggelse vid detonation i berg bestämmas?

Frågan har sitt ursprung i att det vid byggande av tunnlar i stadsmiljö utförs sprängningar i berg som kan ge upphov till skador i omkringliggande bebyggelse. Effekt av bergssprängning är inte något som MSB har fokuserat på i det arbete som hittills har utförts inom ramen för de kunskapsdokument som har tagits fram. Vilket samband som råder mellan olika stötvågsparametrar såsom tryck och partikelhastighet (förskjutningshastighet) i markmaterial behandlas dock i Laine (2012), varför detta möjligen kan utgöra ett visst stöd.