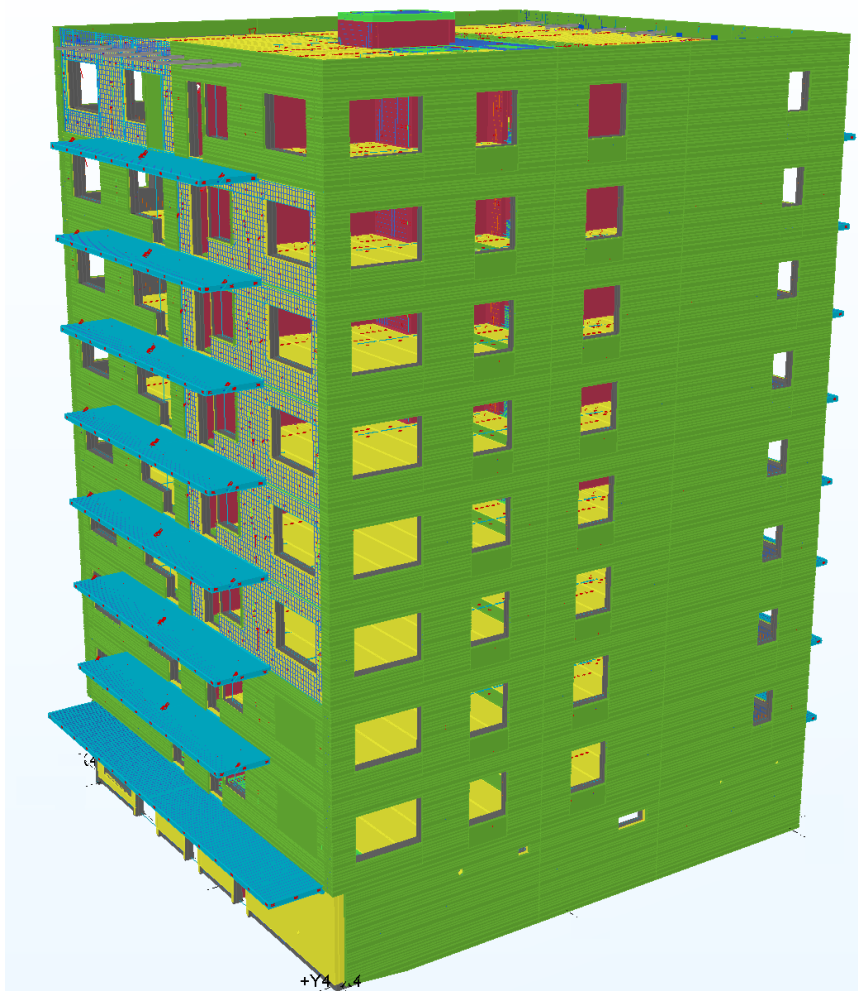


# Dimensionering av byggnader för robusthet

## - Jämförelse mellan olika metoder

---

Louise Nilsson & Anna Nygård



Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Box 118  
221 00 LUND

Division of Structural Engineering  
Faculty of Engineering, LTH  
P.O. Box 118  
S-221 00 LUND  
Sweden

**Dimensionering av byggnader för robusthet**  
- Jämförelse mellan olika metoder

Design of buildings considering robustness  
- A review of design methods

Louise Nilsson & Anna Nygård

2018

Rapport TVBK-5267  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-18/5267 (97)

Examensarbete  
Handledare: Ívar Björnsson & Sven Thelandersson  
Maj 2018

## **Förord**

Examensarbetet genomfördes vid institutionen för konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola. Ämnet initierades av VBK konsulterande ingenjörer och vidareutvecklades under handledning av Ívar Björnsson och Sven Thelandersson. Arbetet startades i januari 2018 och avslutades i maj samma år.

Vi vill rikta ett stort tack till våra handledare Ívar Björnsson och Sven Thelandersson som gett oss stöd och vägledning under arbetet. Era synpunkter har varit mycket värdefulla. Författarna vill även rikta ett tack till Andreas Lindelöf och Per Eriksson från VBK konsulterande ingenjörer som ställt upp med branscherfarenhet och underlag som gjort arbetet möjligt.

Vidare vill vi tacka följande för deras bidrag till rapporten.

Björn Engström, Professor Chalmers Tekniska Högskola  
Björn Mattsson, Boverket

Arbetet har skrivits som ett avslutande moment på Väg- och Vattenbyggnadsprogrammet vid Lunds Tekniska Högskola.

Louise Nilsson & Anna Nygård

Lund

Maj 2018

## Sammanfattning

En robust byggnad karakteriseras av dess förmåga att motstå fortskridande ras och begränsa en lokal skada. Vid en eventuell exceptionell händelse ska skadan inte bli oproportionerligt stor mot den initierande händelsen. Metoder för hur denna egenskap ska erhållas i byggnadsverk omnämns i normer. Däremot är vägledning om hur och när respektive metod ska användas bristfällig.

Den bristfälliga vägledningen har skapat förvirring i branschen och initierat processen till en ny nationell bilaga, EKS 11. Dess mål är att förenkla och förtydliga dimensionering för okänd olyckslast, både gällande val av metod och norm. För betongkonstruktioner finns två normer som båda berör dimensionering för okänd olyckslast, SS-EN 1991-1-7 (2006) och SS-EN 1992-1-1 (2005). I den nu gällande nationella bilagan, EKS 10 (2016) finns även en del allmänna råd som skapar förvirring.

Rapporten belyser problematiken kring hur de olika regler och metoder som finns fungerar att appliceras på prefabricerade betongsystem som blir allt vanligare i Sverige. Diskussioner förs kring de olika metodernas tillförlitlighet och brister då det inte finns några underlag som påvisar på att de fyller sitt syfte. I arbetet görs även en riskanalys som visar ett alternativt sätt att hantera problemet, tillvägagångssättet är delvis inte accepterad i dagens gällande norm men kommer att jämföras med övriga presenterade metoder.

Att enas om en gemensam metod i Sverige skulle underlätta för att minska förvirringen kring hanteringen av robusthet i branschen. Metodens syfte ska vara att uppnå en tillfredställande nivå av robusthet i byggnadsverk och fungera i samtliga typer av stomsystem. En viktig del för att generera en stomme som besitter de önskvärda egenskaperna är att analysera byggnaden som en helhet och inte enbart på elementnivå. Remissen för den kommande EKS 11 är tydligare och mer strukturerad, men löser inte problematiken kring att byggnader bör analyseras på en global nivå. Robusthet är ett komplext problem som är tidskrävande och svårt att verifiera. De val och antaganden som görs vid de olika dimensioneringsmetoderna kan ha stor betydelse för resultatet, därför är det viktigt att konstruktören har en djupare förståelse för byggnaden som system.

**Nyckelord:** robusthet, fortskridande ras, prefabricerade betongkonstruktioner, riskanalys, duktilitet, Eurokod

## **Abstract**

A robust building is characterized by its ability to resist progressive collapse and limit local damage. In case of an exceptional event, the damage shall not be disproportionately contrary to the initiating event. Methods for obtaining robustness in constructions are mentioned in the standards. However, guidance on how and when each method is to be used is inadequate.

The inadequate guidance has created confusion in the industry and initiated the process for a new national guidance, EKS 11. The intention is to simplify and clarify the design of loads from an unspecified cause, both in terms of choice of method and standard. For concrete structures there are two standards that both concerning design against these loads, SS-EN 1991-1-7 (2006) and SS-EN 1992-1-1 (2005). In addition, more confusion is created when the current national guidance, EKS 10 (2016), is to be read in parallel with Eurocode.

The report highlights the problem of how the various rules and methods are to be applied when prefabricated concrete systems are used, a building method that is becoming increasingly common in Sweden. Discussions are being carried out on the reliability of the different methods and shortcomings as there is no evidence that they will fulfill their purpose. The report also includes a risk assessment that shows an alternative way of dealing with the problem. The approach is partly not accepted in current standards, but will be compared with other methods presented.

To agree on a common method in Sweden would reduce the confusion in the industry regarding robustness. The purpose of the method is to achieve a reasonable level of robustness in the structure and fit all types of structural systems. An important part of generating a structure that possesses the desirable qualities is to analyze the building on a global level and not only on an element level. The draft for the future EKS 11 is easier to use but does not solve the problem of analyzing the building on a global level. Robustness is a complex problem that is time consuming and difficult to verify. The choices and assumptions made in the different design methods can be of great significance to the result, it is important that the structural designer has a deep understanding of the building as a system.

**Keywords:** robustness, progressive collapse, prefabricated concrete structures, risk assessment, ductility, Eurocode

# Innehållsförteckning

<b>Förord</b> .....	<b>iii</b>
<b>Sammanfattning</b> .....	<b>iv</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>v</b>
<b>1 Inledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Syfte.....	2
1.2 Metod.....	2
<b>2 Bakgrund</b> .....	<b>3</b>
2.1 Historia .....	3
2.2 Robusthet .....	4
2.3 Duktilitet.....	5
2.4 Fortskridande ras .....	6
<b>3 Normer och alternativa metoder</b> .....	<b>7</b>
3.1 SS-EN 1991-1-7 och EKS 10 .....	7
3.1.1 Konsekvensklass .....	7
3.1.2 Indirekt metod.....	9
3.1.3 Väsentlig bärverksdel (Key element method).....	14
3.1.4 Alternativ lastväg.....	14
3.2 SS-EN 1991-1-7 och remissutgåva av EKS 11 .....	23
3.2.1 Nya konsekvensklasser och åtgärder .....	23
3.2.2 Indirekt metod.....	24
3.2.3 Väsentlig bärverksdel (Key element method).....	26
3.3 SS-EN 1992-1-1 Sammanhållningsarmering .....	27
3.4 Sektionering av byggnad .....	30
3.4.1 Systematiska fel .....	30
3.5 Riskanalys.....	32
3.5.1 Beskrivning och definition.....	32
3.5.2 Metoder för hantering av risker .....	34
3.5.3 Förenklad riskanalys för konsekvensklass 2a och 2b .....	35
<b>4 Studie på referensbyggnad</b> .....	<b>39</b>
4.1 Beskrivning av referensbyggnad Liseberg .....	39
4.1.1 Aktuella laster och influensarea.....	40
4.2 Indirekt metod.....	42
4.2.1 Diskussion - Indirekt metod.....	43
4.3 Väsentlig bärverksdel .....	45
4.3.1 Diskussion – Väsentlig bärverksdel.....	45
4.4 Alternativ lastväg.....	47
4.4.1 Diskussion – Alternativ lastväg .....	49
4.5 SS-EN 1992-1-1 sammanhållningsarmering .....	51
4.5.1 Jämförelse mellan SS-EN 1991-1-7 och SS-EN 1992-1-1 .....	51

4.6	Risikanalys.....	53
4.6.1	Diskussion - Riskanalys.....	53
4.7	Sammanställning referensbyggnad.....	55
<b>5</b>	<b>Detaljutförning .....</b>	<b>57</b>
<b>6</b>	<b>Diskussion.....</b>	<b>61</b>
<b>7</b>	<b>Slutsats.....</b>	<b>63</b>
7.1	Vidare studier .....	63
<b>8</b>	<b>Referenser.....</b>	<b>65</b>
<b>Bilaga I</b>	<b>.....</b>	<b>67</b>
<b>Bilaga II</b>	<b>.....</b>	<b>71</b>
<b>Bilaga III</b>	<b>.....</b>	<b>79</b>
<b>Bilaga IV</b>	<b>.....</b>	<b>81</b>



# 1 Inledning

Det har under en längre tid förts diskussioner i branschen kring hur regler och skrifter gällande okända olyckslaster ska tolkas. Reglerna hittas framförallt i Eurokod 1 i de avsnitt som behandlar olyckslast, samt i den nationella bilagan EKS 10 (2016) där föreskrifter och allmänna råd finns. För betongkonstruktioner är även avsnitt 9.10 i Eurokod 2, som behandlar sammanhållningsarmering, ett viktigt avsnitt. En fråga som är högst aktuell är hur metoderna i Eurokod kan appliceras på prefabricerade betongsystem som är vanliga i Sverige. På grund av denna problematik arbetar Boverket i skrivande stund med att ta fram en ny vägledning i EKS. Vägledningen ska förklara hur dagens Eurokoder gällande robusthet ska användas och appliceras på svenska byggnadsverk.

Idag är det av stor vikt att byggandet går fort och är kostnadseffektivt vilket har gjort att användandet av prefabricerade betongelement blivit allt vanligare i Sverige. Eurokods metoder är främst anpassade för andra typer av byggsystem. För till exempel en platsgjuten betongkonstruktion erhålls robusthet naturligt genom dess sammanhållningsarmering och kontinuitet, en prefabricerad byggnad måste däremot behandlas med större eftertanke. Därför är det av stor vikt att hitta bättre lösningar även för svenska byggsystem. Det finns olika strategier för hur en robust byggnad uppnås. En strategi är att binda samman elementen för att förebygga fortskridande ras.

Stor del av problematiken i att fastställa regler för robusthet grundar sig i, till skillnad från många andra dimensioneringssituationer, att det är en okänd olyckslast där osäkerheten och konsekvenserna är större. Dessutom är det svårt att verifiera att den lösning man valt att använda fyller sitt syfte. I verkligheten testas lösningen först när byggnaden utsätts för en exceptionell händelse, vilket inträffar väldigt sällan eller inte alls under en byggnads livstid.

## **1.1 Syfte**

Arbetet kommer att belysa problematiken kring hur de regler och skrifter som behandlar robusthet ska tolkas för prefabricerade betongsystem som är vanliga i Sverige. Idag finns det olika metoder för att säkerställa robusthet, däremot saknas systematik för hur rätt metod väljs. För dagens gällande regler kan valet och tolkning av metod ge olika resultat vilket kan skapa en osund konkurrens. Det saknas dessutom underlag för hur effektiva metoderna är för att uppnå robusthet i verkligheten vilket gör att dess tillförlitlighet är osäker. En del av osäkerheten ligger även i detaljutformning för prefabricerade element. Vilket verkningsätt som eftersträvas i kopplingar förklaras inte i normer vilket gör att mindre lämpliga utformningar används.

Problemet inom detta område är genomgående i hela Europa och därför utvecklas och förändras reglerna kring robusthet. Ämnet är högst aktuellt i Sverige då den nationella bilagan skrivs om under våren 2018 där det väntas ge stora förändringar mot dagens gällande dokument.

## **1.2 Metod**

Rapporten inleds med en litteraturstudie som kartlägger historiken bakom begreppet robusthet samt förklarar ämnesaktuella termer. Vidare görs en jämförande analys av de metoder som finns. Analysen görs med hjälp av en referensbyggnad där samtliga metoder som beskrivs i SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga A och SS-EN 1992-1-1 (2005) applicerades. Sedan jämförs resultaten och tolkningsproblem med metoderna belyses. Till sist jämförs resultatet från tidigare nämnda metoder med resultatet från en riskanalys som utfördes enligt Bilaga B i SS-EN 1991-1-7 (2006). Det gjordes för att jämföra utfallet av att klassa upp en byggnad en konsekvensklass och ta ingenjörsmässiga beslut. På grund av detaljutformningens stora betydelse förs en diskussion kring dess verkningsätt och tillförlitlighet. Referensbyggnaden användes inte som en fallstudie utan som referens till att kunna utreda dimensioneringsmetoderna samt vid diskussionen kring detaljutformningarna.

## 2 Bakgrund

### 2.1 Historia

Ett betydande fall för utvecklingen av robusthetskrav i byggnormerna är raset av Ronan Points lägenhetshus i London 1968. På den 18:e våningen, av totalt 22, utlöstes en gasexplosion som slog ut en bärande vägg, vilket ledde till att delar av huset rasade. Efter utredning av händelsen kom man bl. a. fram till att de byggregler som då fanns var otillräckliga för att hindra oproportionerliga ras. Händelsen initierade de regler som idag finns kring hur hänsyn ska tas till fortskridande ras och krav på en byggnads minsta mängd duktilitet och redundans (Pearson & Delatte 2005).



Figur 1 Ronan Point lägenhetshus efter raset (Pearson & Delatte 2005).

I Storbritannien har man i många år arbetat med att ta fram regler kring hur man ska dimensionera höga byggnader med hänsyn till fortskridande ras och robusthet. De första konstruktionsreglerna var *The Building (Fifth Amendment) Regulation 1970*. De introducerades i England och Wales till följd av Ronan Point raset ett par år tidigare. Regelverket utvecklades sedan där *Approved Document A* blev en viktig del. Dokumentet innehåller anvisningar för horisontella och vertikala dragband som senare infördes i dagens Eurokod 1991-1-7 Bilaga A.

Problemet idag är att de regler och normer som togs fram efter kollapsen av Ronan Point inte har förändrats nämnvärt och lösningarna kan vara kostsamma samtidigt som det är oklart om de uppfyller sitt syfte. Dagens konstruktioner har däremot utvecklats betydligt mer. Idag bygger man högre och slankare konstruktioner där prefabricerad betong blir allt vanligare som byggsystem. Denna förändring har minskat robustheten i många av dagens byggnadsverk (Centre for the Protection of National Infrastructure 2011).

I en rapport av Moore (2002) beskrivs två byggnader som utsatts för stora explosioner. Där har man ansett att byggnaderna motstått fortskridande ras, samt att skadan inte blivit oproportionerlig stor mot den initierande händelsen. De menar att dessa två fall tyder på att reglerna som arbetats fram fyller sitt syfte. Med endast två fall är osäkerheten trots allt stor. Fallen utgörs dessutom av byggnader utförda i platsgjuten betong vilket inte säger något om hur applicerbara reglerna är för andra stomsystem såsom prefabricerade betongelement.

Ett fall närmre i tid som även bidragit till eftertanke kring problemet om robusthet och fortskridande ras är attacken mot World Trade Centers Twin Towers den 11 september 2001. Att de båda tornen helt kollapsade och sättet de gjorde det på, har gjort att ingenjörer börjat reflektera över dimensioneringsprocessen och de regelverk som styr. Reflektion kring huruvida kollapsen var oproportionerligt stor till den initierande händelsen eller inte är också relevant (Moore 2002).

Idag finns det kommersiella intressen i att förenkla hanteringen av robusthet. Detta innebär att det finns ekonomiska aspekter som kan resultera i sänkta krav. För vissa typer av byggsystem finns det mycket pengar att spara om det ställs lägre krav på konstruktionernas robusthet. Frågan är om det är ekonomin som ska avgöra i vilken grad av robusthet dagens konstruktioner ska besitta.

## 2.2 Robusthet

Byggnader är dimensionerade för att vid normala lastförhållanden inte ta någon skada. Däremot kan lokala eller globala skador inte helt undvikas vid exceptionella lastsituationer. Det är ofta oförutsägbara, plötsliga laster som koncentreras på ett begränsat antal väsentliga bärverksdelar. Dessa laster orsakas av exempelvis påkörning av fordon eller någon sorts explosion men kan även vara en okänd olyckslast som det inte finns någon kännedom om vid projekteringen (fib 2012). För sådana händelser förväntas konsekvenserna vara begränsade till en rimlig grad, det vill säga att konstruktionssystemet förväntas besitta en viss grad av robusthet. Detta för att minimera risken att allmänheten kommer till skada samt förhindra ekonomisk förlust (Institution of Structural Engineers 2010). Det finns olika tolkningar på hur robusthet ska definieras.

I SS-EN 1990 (2002) formuleras robusthet på ett övergripande sätt enligt följande:

*”Ett bärverk ska dimensioneras och utföras på ett sådant sätt att det inte skadas av händelser såsom:*

- *explosion,*
- *påkörning och*
- *konsekvenser av mänskliga misstag*

*i en omfattning som inte står i rimlig proportion till den ursprungliga orsaken.”*

Exceptionella laster är de laster som kan tänkas skada en byggnad och omfattar både olyckslaster och seismiska laster. Dessa laster behandlas inte i robusthetsanalysen.

Robusthet är en önskad egenskap som är svår att applicera vid praktisk projektering. Det är mer vanligt att det uttrycks vad som inte eftertraktas än hur det undviks. Följande negativa termer presenteras ofta enligt (Institution of Structural Engineers 2010):

- Vi vill inte att bärande system skall rasa som korthus
- Vi vill inte att mindre fel och avvikelser skall leda till oproportionerligt stora konsekvenser
- Vi vill inte att konstruktioner skall skadas i stor omfattning på grund av olyckslaster

Dagens gällande normer och tillhörande nationella bilagor är en pragmatisk balans mellan upplevd risk och ekonomi vilket ska resultera i ett lämpligt effektivt bärande system när situationen kräver det.

I fib (2012) beskrivs en tolkning av robusthet som skiljer sig från den i normen. De anser att robusthet är nära förknippat med risk. Därför krävs det att involverade aktörer är medvetna om tänkbara initierade händelser och kan bedöma sannolikheten att de inträffar. Det är också viktigt att de har en sund konceptuell förståelse för funktionen hos det bärande systemet och hur det påverkas av överbelastning, olyckslast och lokal skada, samt kan bedöma konsekvenserna av eventuella skador och brott i systemet.

En annan tolkning från fib (2012) är att ett robust bärande system behöver egenskaper så som duktilitet (beskrivs i kapitel 2.3), redundans och kontinuitet, för att kunna motstå ett fortskridande ras och begränsa en lokal skada. Redundans är den egenskap som beskriver systemets förmåga att hitta transportvägar för en last från angreppspunkt till upptagningspunkt även då bärande element kollapsar, det vill säga förmåga att hitta alternativa lastvägar. Ingen konstruktion kan fullständigt motstå alla tänkbara scenarion men ska inte skadas oproportionerligt mot den ursprungliga händelsen.

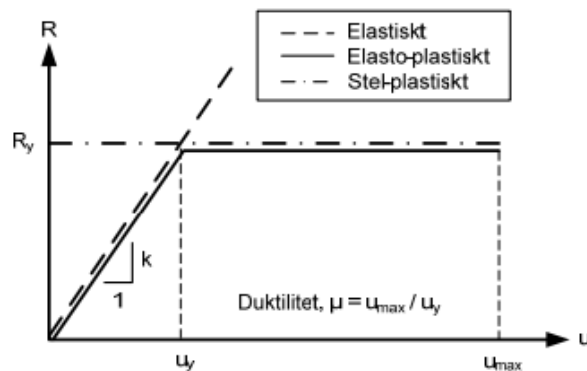
### **2.3 Duktilitet**

Duktilitet är ett begrepp som beskriver ett bärverks förmåga att motstå stora plastiska deformationer utan att gå till brott (Starossek & Haberland 2010). Det är en avgörande egenskap när det kommer till en konstruktions brottbeteende. Om en konstruktion saknar duktila egenskaper är det stor risk att spröda brott uppstår, vilket innebär plötsliga och oförutsägbara kollapser. Därför är det viktigt att under dimensioneringsstadiet utforma en konstruktion som klarar av att fortsätta ta upp last samtidigt som den deformerar. Med andra ord ska överbelastade delar klara av att deformerar i plastiskt tillstånd och samtidigt omfördela spänningar (Institution of Structural Engineers 2010).

Duktilitet misstas ofta för deformerbarhet, vilket är den största förskjutningen en konstruktionsdel klarar innan brott uppstår, medan duktilitet är kopplat till energiupptagningsförmågan. Hög duktilitet innebär att en stor del av konstruktionens deformation utvecklas i det plastiska stadiet men säger inget om deformationen i sig (fib 2008).

fib (2008) skriver att duktilitet är kopplat till formen på kraft-deformationskurvan. För att kunna uppskatta energiupptagningen hos ett bärverk krävs därför att deformationsegenskaperna är kända. Materialparametern  $\mu$ , är den som beskriver duktiliteten och definieras med följande kvot:

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$$



Figur 2 Kraft- deformationskurva beroende på konstruktionens deformationsegenskaper (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

Där  $u_{max}$  är bärverkets maximala deformationsförmåga och  $u_y$  är deformationen då materialet börjar flyta, se Figur 2.

## 2.4 Fortskridande ras

Ett fortskridande ras uppstår då en del av konstruktionen får sin lastsituation eller upplagsvillkor ändrade på ett sådant sätt att statisk eller dynamisk lastkapacitet överskrids. Det är en relativt ovanlig händelse då det både kräver en lokal skada orsakad av en oavsiktlig händelse, samt att systemet inte klarar av att motverka att skadan sprids oproportionerligt (fib 2012). Starossek & Haberland (2010) har uttryckt sannolikheten för att ett fortskridande ras inträffar enligt:

$$P[C] = P[C|D] \cdot P[D|E] \cdot P[E]$$

Där  $C$  är konsekvens,  $D$  är skada och  $E$  är exponering. Sannolikheten för fortskridande ras,  $P[C]$ , beror på sannolikheten att konstruktionen utsätts för en exceptionell händelse,  $P[E]$ . Denna exceptionella händelse skapar med sannolikheten,  $P[D|E]$ , en lokal skada som med sannolikheten,  $P[C|D]$ , leder till ett fortskridande ras. Faktorerna  $P[C|D]$  och  $P[D|E]$  är relaterade till systemets skadetolerans och sårbarhet. Produkten av faktorerna beskriver ytterligare en tolkning av en konstruktions robusthet. Som tidigare nämnt är det omöjligt att dimensionera en byggnad med absolut säkerhet. Det som går att göra är att reducera sannolikheten för fortskridande ras genom att konstruera det bärande systemet på ett sådant sätt att respektive faktor reduceras.

### **3 Normer och alternativa metoder**

Problematiken kring normerna för betongkonstruktioner och robusthet bygger i stort på att flera normer gäller samtidigt. Vissa normer är normativa, andra informativa. Branschen har svårt att tolka vilken norm som blir dimensionerande. Avsnitt 9.10 i SS-EN 1992-1-1 (2005) eller Bilaga A i SS-EN 1991-1-7 (2006). I den nationella bilagan EKS 10 (2016) görs ett försök till vägledning men har endast lett till ytterligare förvirring. I Bilaga A finns idag flera olika metoder presenterade vilket skapar ytterligare problematik när ett val ska göras av vilken som ska implementeras. För en viss typ av byggnad ska även en riskanalys utföras enligt dagens gällande norm. Beskrivning och vägledning för den presenteras i SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga B men uppfattas av många ingenjörer som inte tillräcklig. Ett försök till att klargöra valen av norm och metod är under arbete genom att uppdatera vägledningen i en ny EKS 11 (2018). Dagens gällande metoder samt riskanalys beskrivs i kommande avsnitt i rapporten, till sist presenteras även alternativa metoder för att uppnå en robust byggnad som inte finns implementerade i dagens norm.

#### **3.1 SS-EN 1991-1-7 och EKS 10**

I detta avsnitt görs en genomgång av det system och metoder som finns presenterade i Eurokod 1 (2006) och tillhörande EKS 10 (2016).

##### **3.1.1 Konsekvensklass**

För att praktiskt bedöma konsekvensen av ett fortskridande ras på en byggnad klassificeras byggnadsverk efter konsekvensklasserna låg, medel och hög. Tabell 1A i SS-EN 1991-1-7 (2006) ger en indelning av konsekvensklasser beroende av byggnadstyp, antal våningar och verksamhet i byggnaden, se Figur 3. Enligt Institution of Structural Engineers (2010) bör byggnader av speciell typ så som forskningsanläggningar, ambassader, banker m.fl., även om deras utformning inte hänförs till konsekvensklass 3, ibland klassas till denna kategori på grund av deras status, sårbarhet eller vad konsekvensen av ett eventuellt ras skulle innebära. Tankesättet är indirekt kopplat till risk och syftar till att göra väsentliga byggnader mer robusta än andra.

Tabell A.1 – Indelning i konsekvensklasser.

Konsekvens-klass	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.
2a Lågriskgrupp	Enfamiljshus i fem våningar. Hotell i högst fyra våningar. Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar. Kontorsbyggnader i högst fyra våningar. Industribyggnader i högst tre våningar. Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvarea som inte överstiger 1000 m <sup>2</sup> per våning. Envåningsbyggnader avsedda för undervisning. Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvarea som inte överstiger 2000 m <sup>2</sup> per våning.
2b Högriskgrupp	Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar. Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar. Butikslokaler i fyra till femton våningar. Sjukhus i högst tre våningar. Kontorsbyggnader i fem till femton våningar. Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m <sup>2</sup> golvarea per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvarea och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

ANM. 1 Byggnader avsedda för flera olika verksamheter bör hänföras till den högsta konsekvensklassen.

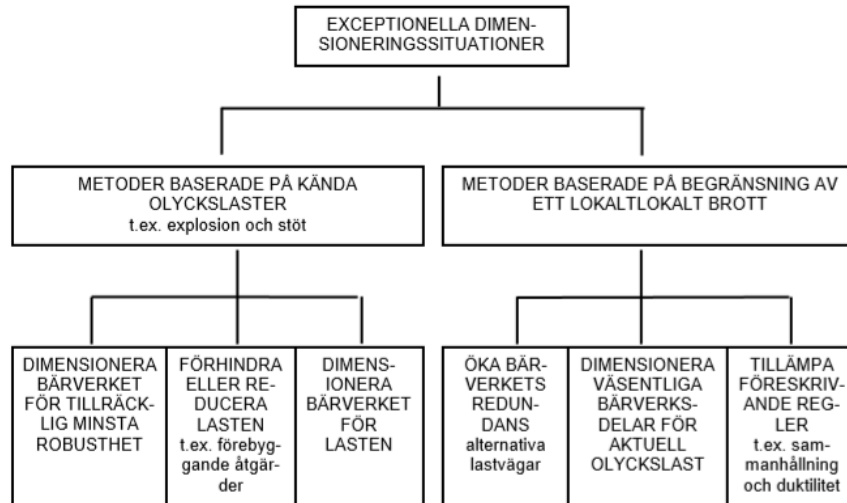
ANM. 2 Vid bestämning av antalet våningar bör källarvåningar ej medräknas förutsatt att källarvåningarna uppfyller kraven för "Konsekvensklass 2b Högriskgrupp".

ANM. 3 Tabell A.1 är inte fullständig och kan komma att justeras.

*Figur 3 Indelning av konsekvensklasser (SS-EN 1991-1-7, 2006).*

Eurokod gör skillnad på känd och okänd olyckslast. Byggnadsverk ska dimensioneras för båda typerna. Exempel på kända olyckslaster är påkörning av vägfordon eller tåg. En annan känd olyckslast kan vara om det finns explosionsrisk i byggnaden på grund av att det finns stadsgas indraget eller om verksamheten i byggnaden medför viss sannolikhet för explosion. Även om det inte finns någon känd olyckslast behöver de flesta byggnader där människor vistas mer än tillfälligt dimensioneras för okänd olyckslast. En okänd olyckslast kan vara grova fel i byggprocessen eller ett terrordåd men det kan också vara något som vi inte idag kan föreställa oss (Konstruktionsteknik LTH, 2017). Det gemensamma är att de inte går att beskriva dessa påverkningar i termer av karaktär, position eller storlek. Metoder för att analysera de åtgärder som föreskrivs för respektive typ av olyckslast visas i Figur 4.





Figur 4 Föreskrivna åtgärder beroende på känd eller okänd olyckslast (SS-EN 1991-1-7, 2006).

De tre föreskrivna metoderna som beskrivs i SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga A för att förebygga risken för fortskridande ras vid okänd olyckslast är:

- Sammanbinda konstruktionsdelar och tillämpa föreskrivna anvisningar (Indirekt metod)
- Öka bärverkets redundans och utgå från lokalt brott (Alternativ lastväg)
- Minska risken för lokalt brott (Väsentlig bärverksdel)

Tanken med indirekt metod är att binda samman konstruktionsdelar med varandra för en viss minsta kraft och på så sätt erhålla en tillräcklig nivå av robusthet. Det görs genom att införa horisontella och eventuella vertikala dragband beroende på konsekvensklass. På detta sätt får konstruktionsdelarna en ökad sammanhållning och duktilitet. Vid val av alternativ lastväg vill man öka byggnadens redundans. Metoden bygger på antagande om att en bärverksdel kollapsar helt och ingen bärförmåga återstår i elementet. Lasten ska då kunna föras vidare av intilliggande konstruktionsdelar och kollapsområdet ska inte överskrida en maximal tillåten storlek. Den tredje och sista metoden väsentlig bärverksdel, innebär att ett bärande element, med betydande funktion i systemet, dimensioneras för att klara en specifik last. Storleken på lasten är satt till ett värde som ska representera en eventuell exceptionell händelse och härstammar från explosionen vid Ronan Point (fib 2012).

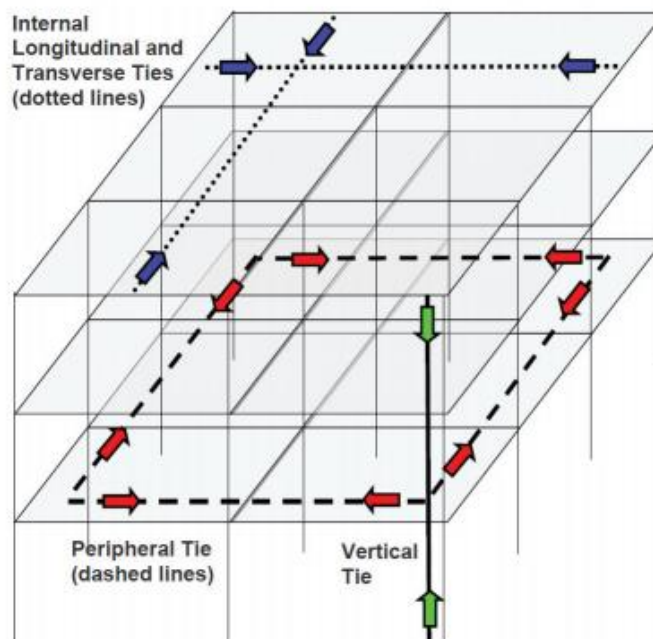
### 3.1.2 Indirekt metod

Det allmänna syftet med att införa sammanhållande förband är att minska risken för att en lokal skada ska leda till ett fortskridande ras. Sammanhållande förband utgörs av dragband som uppfyller den minsta nivå av duktilitet och dragkapacitet som föreskrivs (fib 2012). Varje våning förses med sammanbindande dragband horisontellt och vertikalt beroende på vad som föreskrivs för byggnadsverkets konsekvensklass. Pelare och lastbärande väggar bör även förankras i två horisontellt vinkelräta riktningar till resterande bärverk. Sammanhållningen gör att byggnaden får

en ökad kontinuitet och möjliggör kraftfördelning mellan bärverksdelarna så att alternativa lastvägar kan uppstå (fib 2012).

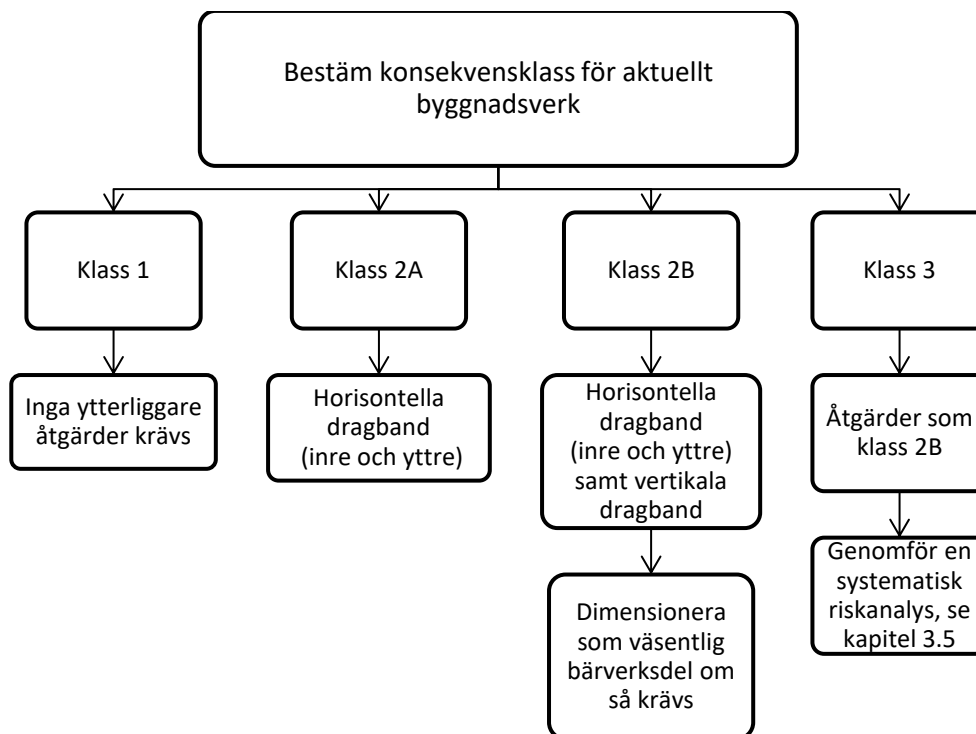
Vilka krafter dessa förband ska kunna hantera anges i SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga A. För att förbanden ska uppfylla sitt fulla syfte ska de besitta specifika egenskaper. Förutom tillräcklig dragkapacitet ska de även ha duktila egenskaper, det vill säga vara sega för att vid stora plastiska deformationer kunna bibehålla sin lastupptagningsförmåga, samt vara kontinuerliga genom byggnaden (fib 2012). I enlighet med SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga A ska byggnaden, beroende på kategoriserad konsekvensklass, förses med föreskrivna förband. Följande förband ska anordnas:

- Horisontella dragband längs kant
- Horisontella inre dragband
- Vertikala dragband
- Förankring



Figur 5 Olika typer av dragband och dess placering i prefabricerade betongkonstruktioner (fib, 2012).

När och hur man kan använda sig av den indirekta metoden är inte helt tydlig. Nedan presenteras en tolkning för respektive konsekvensklass.



Figur 6 Tolkning av föreskrivna åtgärder för respektive konsekvensklass.

### 3.1.2.1 Ekvationer för indirekt metod

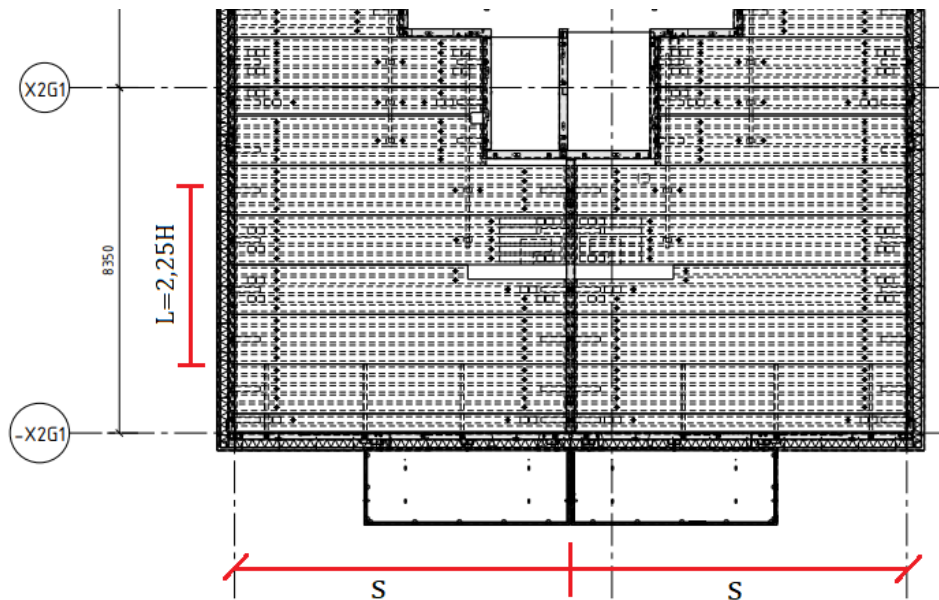
Måttet  $L$  som ingår i Ekv. 1 och Ekv. 2 anger centrumavstånden mellan vertikalt bärande element i bärlinjerna. Om bärlinjen vid fasad är utformad som bärande vägg är måttet  $L$  inte definierat. I sådant fall kan man, för att beräkna erforderlig kraft i dragbanden, använda värdet  $L = 2,25H$ , där  $H$  är våningshöjden i enlighet med SS-EN 1991-1-7 (2006) A.7. Måttet,  $s$ , som kan ses i samma ekvationer anger späddvidden mellan upplagen, se Figur 7.

För ett system med bärande väggar ska erforderlig dragbandskapacitet bestämmas utifrån SS-EN 1991-1-7 (2006) avsnitt A.5.2. Där definitionen på en bärande vägg lyder.

#### **”byggnad med bärande väggar**

*byggnad där vertikallasten bärs av murade väggar i minst två riktningar. Avser också lätta väggar med tätt placerade reglar av trä eller stål med skivbeklädning.”* SS-EN 1991-1-7 (2006) 1.5.11

Det innebär att bärande väggar i armerad betong inte innefattas av denna definition. Dessa typer av bärande system innefattas istället av avsnittet om rambärverk i SS-EN 1991-1-7 (2006) avsnitt A.5.1.



Figur 7 Visualisering av spännvidder.

Övriga termer i ekvationerna syftar till den kraft som kommer verka på det aktuella elementet.

Där

$g_k =$  *egentyngd på bjälklag*

$q_k =$  *variabel last*

$\psi =$  *reduktionsfaktor*

### Horisontella dragband längs kant

Dragband som placeras i kanten ska vara kontinuerliga runt byggnadens omkrets, även runt hörn och placeras i en zon av 1,2 m från bjälklagskanten på varje våningsplan (Institution of Structural Engineers 2010). Dragbanden ska motverka att bjälklagen glider isär samt generera den klämkraft som skapar friktion i lederna mellan elementen. Dragband längs kant används även till att förankra de inre dragbanden och att bidra till extra bäringhet om en kantpelare slås ut och spännvidden ökar (fib 2012).

Enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) skall varje kontinuerligt förband längs omkretsen, inklusive ändförbanden kunna motstå en dimensionerande dragkraft,  $T_p$ , för exceptionell dimensioneringssituation enligt följande:

$$T_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL \text{ dock minst } 75 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 1})$$

### Inre dragband

Inre dragband är placerade i varje bjälklagselement samt våningsplan, i två vinkelräta riktningar (parallellt och vinkelrätt bjälklagets upplagsriktning). Förbanden kan antingen fördelas jämnt över

bjälklaget alternativt koncentreras till balklinjer eller annan passande placering. De ska även förankras i dragband vid kant alternativt i de element som utgör upplag för bjälklaget. De parallella förbandens funktion är att försäkra jämvikten hos de horisontella krafter som byggnaden utsätts för. Transversella dragband säkerställer den transversella sammanhållningen av konstruktionen (fib 2012).

I SS-EN 1991-1-7 (2006) kan det läsas att inre dragband ska utformas i två vinkelräta riktningar och kunna motstå en dimensionerande dragkraft,  $T_i$ , enligt följande:

$$T_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL \text{ dock minst } 75 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 2})$$

Vinkelrätt upplagslinjerna ska förband dimensioneras för en dragkapacitet som utgörs av  $q_i = \frac{T_i}{L}$  [N/m].

Avsikten med kraften som erhålls ur ekvationen är att öka sannolikheten att ett bjälklag eller balk klarar av att överbrygga ett utslaget upplag (Institution of Structural Engineers 2010).

### **Vertikala dragband**

Vertikala dragband anses ha två funktioner. Den ena är att skapa ett motstånd mot att vertikala bärelement flyttas ur sitt läge på grund av horisontella krafter. Den andra funktionen är att möjliggöra att bjälklag hängs in i ovanförliggande bärande stomme om ett vertikalt bärande element skadas eller slås ut helt (Institution of Structural Engineers 2010).

Enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) skall samtliga vertikala pelare och väggar förbindas kontinuerligt från grunden till taknivå om vertikala förband föreskrivs. Den dragkraft som förbandet skall dimensioneras för, bestäms genom största dimensionerande reaktionskraft på vertikalt bärande element, pelare eller vägg, från godtycklig ovanförliggande enskild våning.

### **Horisontell förankring av bjälklag till pelare eller vägg**

Bjälklag ska generellt förankras i pelare eller vägg vid kant för att kunna föra över de krafter som förutsätts tas upp av de inre dragbanden och föras vidare till det bärande stomsystemet. Anledningen till det är att motverka utåtriktade krafter på vertikalt bärande element i fasadlinjen och för att säkerställa en god sammanhållning i det bärande systemet (Institution of Structural Engineers 2010).

### 3.1.3 Väsentlig bärverksdel (Key element method)

Enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) kan byggnader i konsekvensklass 2b dimensioneras efter metoden väsentlig bärverksdel. En väsentlig bärverksdel är en bärverksdel som vid brott ger en skada större än den överenskomna omfattningen. Omfattningen bestäms genom att en vertikalt bärande bärverksdel fiktivt tas bort och skadan jämförs sedan med ett rekommenderat värde på det minsta av 15 % av golvarean eller sammanlagt 100 m<sup>2</sup> i högst två angränsande våningsplan.

En väsentlig bärverksdel ska kunna utsättas för en dimensionerande olyckslast  $A_d$  på 34 kN/m<sup>2</sup> i både vertikal och horisontell riktning, en åt gången. SS-EN 1991-1-7 (2006) skriver att den ska användas så att även de anslutna komponenterna och dess förband klarar olyckslasten. EKS 10 (2016) tillägger att olyckslasten 34 kN/m<sup>2</sup> ska användas för väggar och bjälklag, medan för pelare, balkar och takstolar bör minst 100 kN/m användas. Institution of Structural Engineers (2010) anger att värdet på olyckslasten  $A_d$  härleds från trycket på gasexplosionen vid Ronan Point.

### 3.1.4 Alternativ lastväg

För att hantera ospecificerade påverkningar anges i SS-EN 1991-1-7 (2006) som alternativ till att förse byggnadsstommen med förband för sammanhållning möjligheten att visa systemets stabilitet genom alternativa lastvägar. Metoden alternativ lastväg innebär att samtliga element som bär vertikalt fiktivt tas bort, ett och ett på ett systematiskt sätt där den resterande konstruktionen ska kunna överbygga den kollapsade zonen. Detta element kan exempelvis vara en bärande vägg eller pelare. Vid den fiktiva borttagningen av elementet tas ingen hänsyn till varken statiska eller dynamiska krafter som eventuellt skulle kunna uppstå vid borttagningen av elementet (Institution of Structural Engineers 2010). Utvärdering av effekterna av att ett element tas bort skall börja med en bedömning av omfattningen av de skador som kan förväntas uppkomma. De lokala effekterna får enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) ha en maximal påverkan av en area,  $A_{limit}$ , inom två intilliggande våningsplan, där  $A_{limit} = 15\%$  av arean för ett våningsplan dock maximalt 100 m<sup>2</sup>. Om arean som berörs är större än det satta gränsvärdet måste åtgärder vidtas, till exempel i form av att bärverket ska dimensioneras som väsentlig bärverksdel.

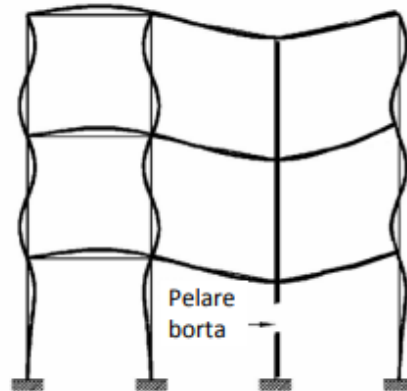
I SS-EN 1991-1-7 (2006) nämns inget om eventuella dynamiska effekter, däremot anser fib (2008) att en fiktiv borttagning av ett bärande element bör associeras med dynamiska effekter. Antagandet om att det fiktiva borttagandet sker momentant anses därför resultera i en dynamisk förstoringfaktor till den kraft som överförs statiskt till bärverket innan avlägsnandet. Enligt Engström (1992) kan det vid dimensionering av alternativ lastväg vara till fördel att göra antaganden om stora förskjutningar och duktilt beteende i det lastbärande systemet.

### 3.1.4.1 Mekanismer

Nedan presenteras olika typer av mekanismer som kan skapa alternativa lastvägar i ett system.

#### Överdimensionering

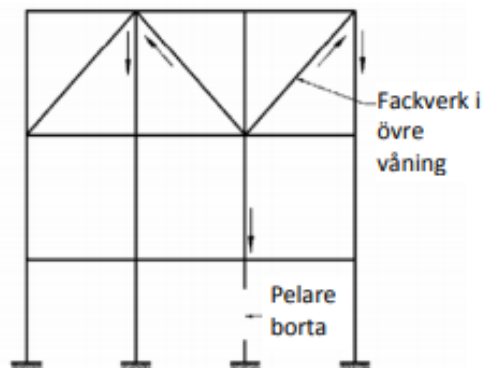
System där krafterna omfördelas genom momentstyva kopplingar mellan horisontella och vertikala bärverk kallas överdimensionering. De momentstyva kopplingarna tillsammans med de böjstyva elementen tar upp de extra påfrestningar som uppstår när ett vertikalt bärande element slås ut. Denna metod används när mer öppna fackverk efterfrågas (Konstruktionsteknik LTH, 2017).



Figur 8 Illustration över en konstruktions bäring vid överdimensionerat system (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

#### Inhängning

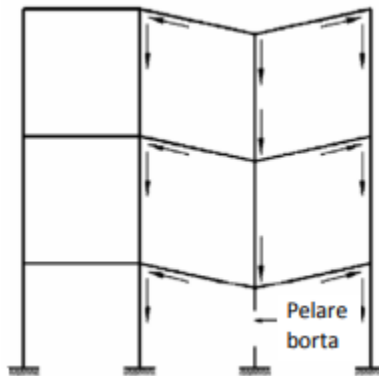
Genom att skapa ett fackverk kan kraftjämvikt uppstå då en nedanför liggande bärverksdel slås ut. När det inträffar aktiveras fackverket och en styvare konstruktion med ökad redundans uppstår. Metoden kräver att vertikala dragband installeras och att det rent praktiskt går att anordna det bärande systemet, vilket ofta är svårt på grund av utrymmesskäl. Verifiering sker med traditionell statisk analys (Konstruktionsteknik LTH, 2017).



Figur 9 Illustration över en konstruktions bäring då mekanismen inhängning används (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

## Linverkan

Efter att ha avlägsnat ett vertikalt bärande element kommer spännvidden för ovanförliggande balk att öka. En metod för att överbrygga den ökade spännvidden är genom att linverkan utvecklas i kvarvarande sammankopplande bärverksdelar, som då endast tar axiell last. Metoden kräver att systemet kan utveckla stora deformationer med bibehållen bärförmåga (Institution of Structural Engineers 2010).



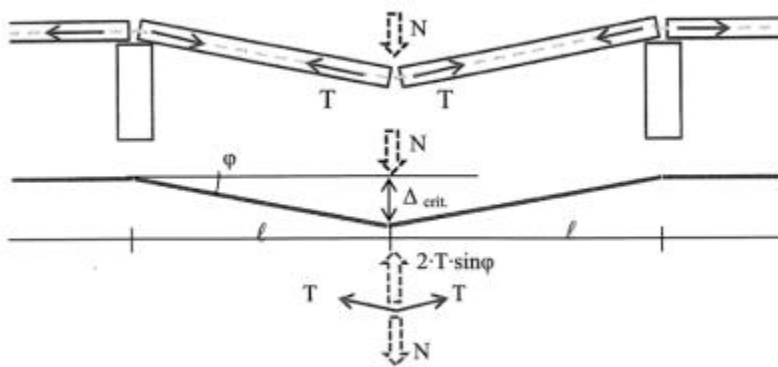
Figur 10 Illustration över en konstruktions bäring vid linverkan (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

Engström (1992) skriver att följande antaganden kan göras för att förenkla analysen om kollapsmekanismen.

- Den fiktiva borttagningen av elementet antas ske omedelbart på grund av olyckslasten.
- Vid borttagningen av elementet antas kollapsmekanismen endast påverkas av dess egentynghet och andra permanenta laster.
- Elementen som förskjuts antas verka i en stelkroppsrorelse, dvs all energi tas upp i kopplingar.
- I ett system av samverkande element, antas de mellanliggande kopplingarna verka i en stelkroppsrorelse.
- Motståndet för det överbryggande systemet beror endast på ett visst kritiskt förband som töjs då systemet förskjuts. I det initiella läget, när elementet tas bort, antas förbanden inte vara töjda.

När en pelare plötsligt avlägsnas kommer den vertikala kraften att överföras genom axialkrafter i horisontella element som i deformerat läge kan balansera vertikallasten från bjälklaget, se Figur 11 (fib 2012).





Figur 11 Kraftjämvikt vid deformerat tillstånd (fib, 2012).

$N$  är resultanten till de krafter som verkar på ovanliggande bjälklag, beräknad för exceptionell dimensioneringssituation. När deformationen ökar kommer ett nytt jämviktsläge uppstå där nedböjningen når ett maximalt värde,  $\Delta_{crit}$ . Om nedböjningen överstiger  $\Delta_{crit}$ , kommer stålet antingen att gå till brott eller släppa från intilliggande fack. Värdet på  $\Delta_{crit}$  beror på deformationskapaciteten i kopplingen samt stålets hållfasthet (fib 2012).

Med utgångspunkt från Figur 11 ger kraftjämvikt följande statiska kapacitet.

$$N_{stat,max} = 2 \cdot T \cdot \sin \varphi = 2 \cdot \frac{\Delta_{crit}}{l + \Delta l} \cdot T \quad (\text{Ekv. 3})$$

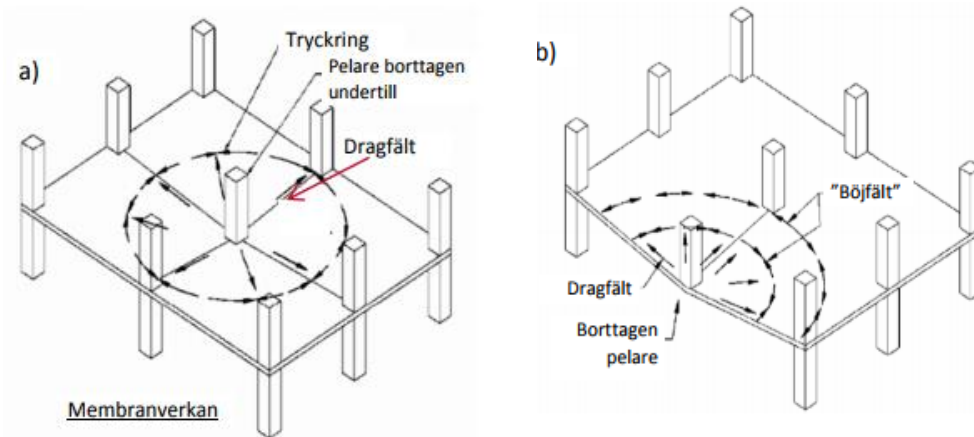
Med antagande om samma geometri och statisk jämvikt när maximal nedböjning har utvecklats, kan den erforderliga dimensionerande kraften i dragbanden beräknas.

$$T = \frac{N_{stat,max}}{2} \sqrt{\left(\frac{l}{\Delta_{crit}}\right)^2 + 1} \quad (\text{Ekv. 4})$$

Observera att modellen ovan är på osäkra sidan om dynamiska effekter ignoreras (dvs. om statisk jämvikt förutsätts). För att undvika detta kan lasten,  $N_{stat}$ , ökas med en dynamisk förstoringfaktor och därefter beräkna krafterna ur jämviktssamband enligt ovan.

## Membranverkan

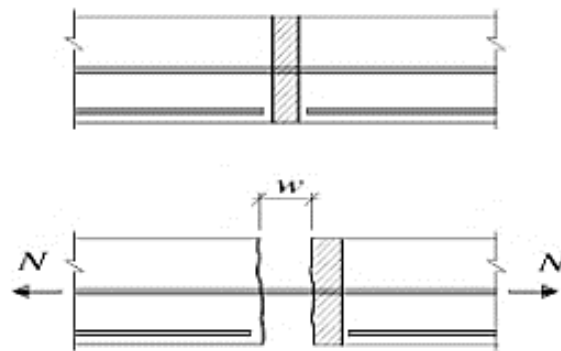
Membranverkan kan uppstå då konstruktionen spänns i två riktningar och har liknande verkningssätt som linverkan. Ett radiellt dragmembran uppstår i plattan då en pelare avlägsnas i kant eller mitt, se Figur 12. På samma sätt som för linverkan krävs tillräckligt sega leder och de horisontella krafter som uppstår måste bli förankrade i den anslutande konstruktionen för att mekanismen ska uppkomma (Institution of Structural Engineers 2010).



Figur 12 Illustration över membranverkan. a) vid utslagen mittenpelare samt b) vid utslagen kantpelare (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

### 3.1.4.2 Sprickbredd

Det första steget för att kunna bestämma den energiupptagning som sker i kopplingarna vid linverkan är att beräkna sprickbredden över dragbandkopplingarna. Sammanhållningsarmering i prefabricerade bärverk utgörs av dragband som kopplar ihop element över leder. Området kring en sådan led kallas dragbandskoppling, se Figur 13. När kopplingen utsätts för dragkrafter kommer leden att spricka och öppnas upp. Därefter växer sprickbredden allteftersom kraften ökar. Töjningarna som uppstår i armeringen sprids inte längs elementet utan lokaliseras till sprickan. Kopplingens beteende och sprickans bredd beror på stålets egenskaper samt vidhäftningsförmågan mellan stål och betong (fib 2012).



Figur 13 Dragbandskoppling med sprickbredden  $w$  (fib, 2012).

Kamstålet har ett elasto-plastiskt beteende i drag. Däremot är förhållandet mellan dragkraft och sprickbredd olinjärt då styvheten minskar med ökande dragkraft (fib 2012). Sprickbredden vid en given spänning, lägre än flytspänningen, i stålet presenteras i fib (2012):

$$w(\sigma_s) = 0,576 \left( \frac{\phi \sigma_s^2}{\tau_{max} E_s} \right)^{0,714} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 4\phi \quad (\text{Ekv. 5})$$

där

$\sigma_s =$  spänning i stålet [Pa]

$\phi =$  stångdiameter [mm]

$E_s =$  stålets elasticitetsmodul [Pa]

Den maximala vidhäftningsspänningen,  $\tau_{max}$ , är den genomsnittliga spänningen i den plastiska zonen,  $l_{t,pl}$ , se Figur 14. Värdet på  $\tau_{max}$  beror på antagande om vidhäftningsförmågan mellan betong och armeringsstål men även vilken betongkvalitet som används.

$\tau_{max} = 2,5\sqrt{f_{cm}}$  vid goda vidhäftningsförhållanden

$\tau_{max} = 1,25\sqrt{f_{cm}}$  vid alla andra förhållanden

där

$f_{cm} =$  medeltryckhållfastheten i betongen [MPa]

Sprickbredden,  $w_y$ , som erhålls strax innan stålet börjar flyta kan även den bestämmas med Ekv. 5 genom att införa flytspänningen  $\sigma_y$ . Sprickans bredd ökar med ökande diameter på stålet och minskar med ökande betongkvalitet. När stålet börjar flyta utvecklas plastiska deformationer. För att det ska vara möjligt att uppnå stora plastiska deformationer måste flytningen spridas längs stålet in i betongkonstruktionen. Spridningen uppkommer när stålspänningen överskrider flytspänningen, då dragkraften i stålet måste övervinna vidhäftningsförmågan längs med armeringsstålet. Maximala sprickbredden,  $w_u$ , uppnås precis innan stålet går till brott och beror till stor del på den plastiska töjningen inom den plastiska zonen. Längden på den plastiska zonen på var sida om sprickan bestäms enligt följande.

$$l_{t,pl} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{bm,pl}} \cdot \frac{\phi}{4} \quad (\text{Ekv. 6})$$

där

$f_u =$  draghållfastheten i stålet

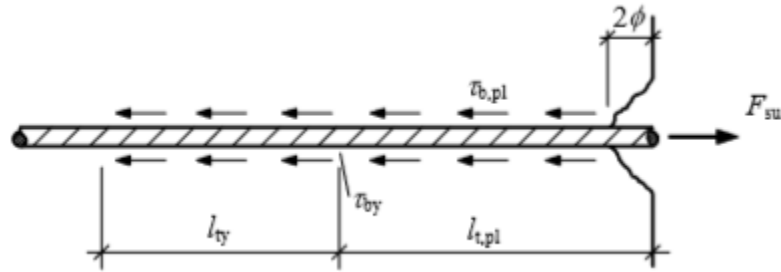
$f_y =$  flytspänningen i stålet

$\tau_{bm,pl} =$  genomsnittliga vidhäftningsspänningen i den plastiska zonen

$\phi =$  stångdiamtern

$\tau_{bm,pl} = 0,68\sqrt{f_{cm}}$  vid goda vidhäftningsförhållanden, med  $f_{cm}$  i [MPa]

$$\tau_{bm,pl} = 0,34\sqrt{f_{cm}} \text{ vid andra vidhäftningsförhållanden, med } f_{cm} \text{ i [MPa]}$$



Figur 14 Kraftsituation i den plastiska zonen i armeringsstången innan brott (fib, 2008).

Den maximala sprickbredden bestäms enligt Ekv. 7. I Figur 15 åskådliggörs förhållandet mellan kraft och sprickbredd.

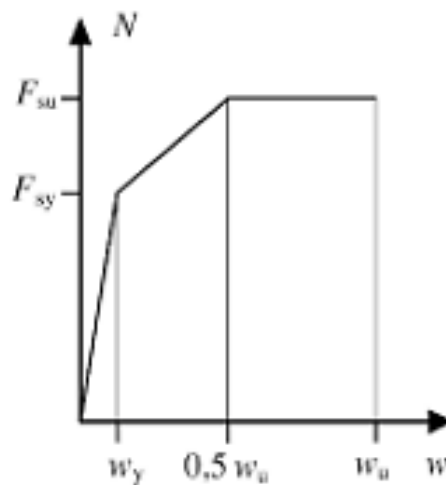
$$w_u = l_{t,pl} \cdot \varepsilon_{su} + w_y \quad (\text{Ekv. 7})$$

där

$\varepsilon_{su}$  = töjningen i stålet vid brottlasten

$w_y$  = sprickbredden då stålet börjar flyta

$l_{t,pl}$  = längd på plastisk zon



Figur 15 idealiserat förhållande mellan dragkraft och sprickbredd (fib, 2012).

### 3.1.4.3 Dynamiska effekter

Det finns olika åsikter huruvida hänsyn ska tas till dynamiska effekter för beräkningar av alternativ lastväg. Nethercot (2011) menar att exceptionella händelser inträffar momentant och därför är själva kollapsen en dynamisk händelse. fib (2012) anser också att olyckslaster på byggnadsverk är kopplade till dynamiska effekter. De presenterar dessutom ett antal punkter som beskriver alternativa bakomliggande orsaker:

- Effekterna av olyckslasten den själv.
- Effekterna av laster från kollapsande bärverksdelar → stötlaster.
- Övergången från den ursprungliga lastvägen till den alternativa lastvägen.

Engström (1992) skriver att vid utformning av alternativa lastbärande system är det möjligt att utnyttja stora förskjutningar och duktila egenskaper. I sådana system är det rimligt att anta att kopplingarnas kapacitet påverkas av dynamiska effekter när övergången sker mellan lastvägarna. Följande metod är utvecklad av Engström och bygger på energijämvikt:

$$\frac{m}{2} \left( \frac{da_q}{dt} \right)^2 + \frac{I_m}{2} \left( \frac{d\varphi}{dt} \right)^2 = m \cdot g \cdot a_{qz} - \sum_i \int_0^{w_i} N_i(w_i) dw_i \quad (\text{Ekv. 8})$$

där

$m$  är systemets massa

$a_q$  beskriver förskjutningen av systemets tyngdpunkt

$I_m$  är masströghetsmomentet

$\varphi$  beskriver systemets rotation

$a_{qz}$  beskriver den vertikala förskjutningen av systemets tyngdpunkt

$N_i$  är normalkraften i dragbandskopplingen ( $i$ )

$w_i$  beskriver förskjutningen (sprickan) av den duktila dragbandskopplingen ( $i$ )

$t$  är tiden

Termerna i vänsterledet beskriver den kinetiska energin,  $W_k$ , som uppstår vid translation och rotation. Vid statiskt läge är den kinetiska energin,  $W_k = 0$ , detta används i analysen utförd på linverkan. Högerledets termer representerar den potentiella energin som frigörs samt den upptagna töjningsenergin från de duktila kopplingarna. För att jämvikt ska uppnås i det deformerade stadiet måste rörelsen upphöra fullständigt, då är den kinetiska energin noll. Samtidigt har den vertikala förskjutningen av systemets tyngdpunkt,  $a_{qz,max}$ , samt kopplingarnas förskjutning,  $w_{i,max}$ , nått sitt maxvärde. När dessa förutsättningar är uppfyllda kan jämvikten uttryckas enligt Ekv.9.

$$m \cdot g \cdot a_{qz,max} = \sum_i \int_0^{w_{i,max}} N_i(w_i) dw_i \quad (\text{Ekv. 9})$$

Termen i högerledet beskriver den absorberade energin i dragbandets koppling, det inre arbetet, och erhålls genom att integrera kraften i förbandet med avseende på förskjutningen.

$$W_{int}(w) = \int_0^w N(w)dw \quad (\text{Ekv. 10})$$

Samtidigt kan man uttrycka den inre absorberade energin i den relativa töjningsenergin,  $\xi(w)$ , och tyngdkraften i  $Q = m \cdot g$ . Då erhålls ekvationen nedan, där  $N_u$  är normalkraften i dragbandkopplingen vid brott.

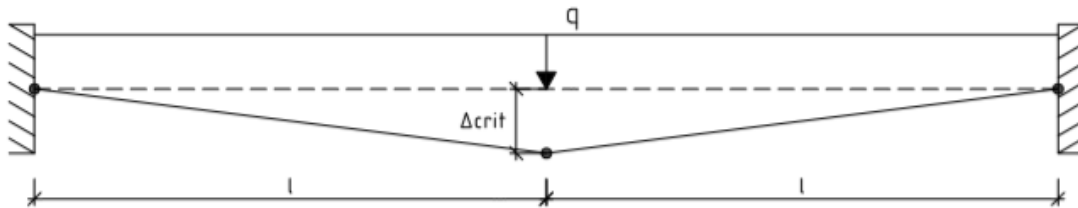
$$\xi(w) = \frac{W_{int}(w)}{N_u \cdot w} \quad (\text{Ekv. 11})$$

$$Q \cdot a_{qz,max} = \sum_i \xi(w_{i,max}) N_{i,u} \cdot w_{i,max} \quad (\text{Ekv. 12})$$

Den dynamiska kapaciteten kan bestämmas genom att bestämma den totala energilagringen i kopplingarna. Detta görs genom ett resonemang kring att det yttre och inre arbetet ska vara i jämvikt,  $W_{yttre} = W_{inre}$ . Med modell enligt Figur 16 gäller följande.

$$W_{yttre} = q \cdot l \cdot \Delta_{crit} = N_{dyn} \cdot \Delta_{crit} \quad (\text{Ekv.13})$$

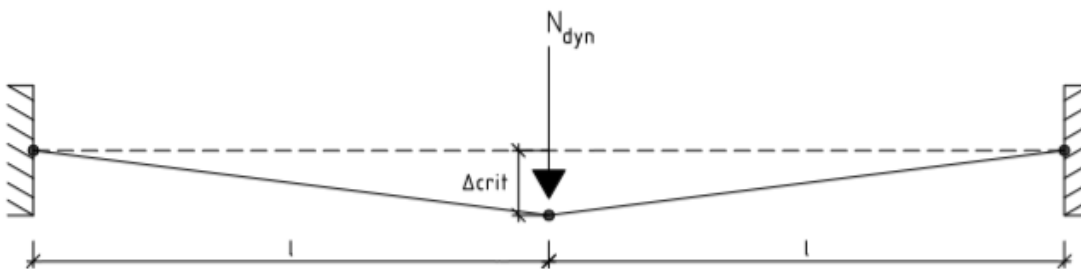
$$W_{inre} = 3 \cdot N_u \cdot w_u \cdot \xi(w) \quad (\text{Ekv.14})$$



Figur 16 Beräkningsmodell över det yttre arbetet.

Detta innebär att den dynamiska kapaciteten blir.

$$N_{dyn} = 3 \cdot N_u \cdot w_u \cdot \frac{\xi(w)}{\Delta_{crit}} = 3 \cdot \frac{W_{int}}{\Delta_{crit}} \quad (\text{Ekv.15})$$



Figur 17 Beräkningsmodell.

## 3.2 SS-EN 1991-1-7 och remissutgåva av EKS 11

På Boverkets hemsida presenteras remissen för nya EKS 11 (2018). Generellt har kraven sänkts och en ny indelning i klasser för robusthet har införts. Förespråkade metodval har ändrats, samtidigt som Bilaga A i SS-EN 1991-1-7 (2006) inte får användas när den nya nationella bilagan träder i kraft. I detta avsnitt görs en genomgång av de metoder som presenteras i nuvarande remissutgåva av EKS 11.

### 3.2.1 Nya konsekvensklasser och åtgärder

Tidigare presenterades konsekvensklasserna i Bilaga A. Eftersom den delen i fortsättningen inte ska användas presenteras därför en egen indelning av klasser för robusthet i EKS 11 (2018), så kallade robusthetsklasser. De största skillnaderna från tidigare indelning är att antal våningar har förändrats för respektive klass samt att hallbyggnader kopplas till en klass beroende på dess ofta stora spännvidder. Nedan presenteras den nya indelningen.

**Tabell C-11 Exempel på indelning i klasser för robusthet**

Klass	Byggnadstyp
A	En- och tvåbostadshus. Byggnader där människor sällan vistas.
B	Enplans byggnader vilkas takkonstruktioner har spännvidder på högst 30 m. Övriga byggnader i högst 8 våningar.
C	Enplans byggnader vilkas takkonstruktioner har spännvidder på högst 60 m. Övriga byggnader i högst 16 våningar.
D	Enplans byggnader vilkas takkonstruktioner har spännvidder större än 60 m. Övriga byggnader i fler än 16 våningar. Samlingslokaler avsedda för fler än 1 000 personer. Arenor avsedda för fler än 5 000 personer

Figur 18 Förslag på nya klasser för robusthet i EKS 11 (Remissutgåva av EKS 11, 2018).

Till dessa robusthetsklasser presenteras en tabell med vilka typer av åtgärder som krävs för respektive klass. I den ser man att metoderna som ska tillämpas är indirekt metod samt väsentlig bärverksdel, metoden alternativ lastväg finns inte kvar.

**Tabell C-11a Åtgärder för robusthet**

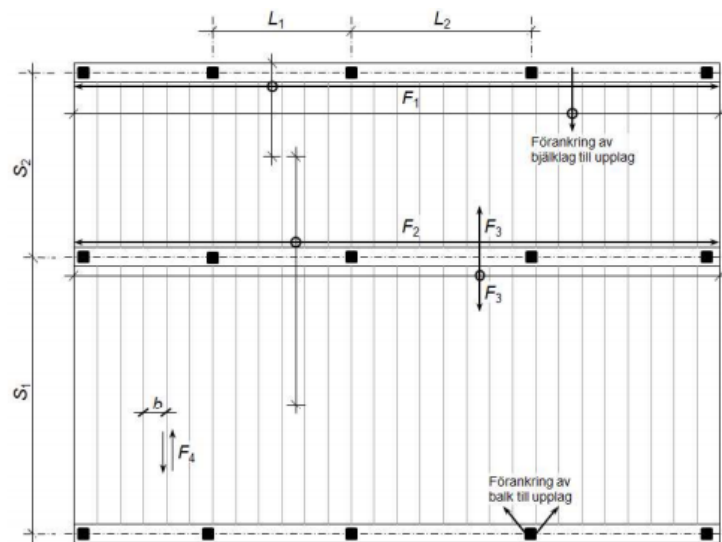
Klass	Åtgärder
A	-
B	Horisontell sammanhållning av bärverksdelar.
C	Horisontell och vertikal sammanhållning av bärverksdelar. Som alternativ till vertikal sammanhållning får de pelare, väggar och andra bärverksdelar som bär upp bjälklagen utföras som väsentlig bärverksdel.*
D	Utöver åtgärder i klass C ska dessutom <ul style="list-style-type: none"> <li>- pelare i flerbostadshus med en influensarea som är större än <math>50 \text{ m}^2</math>,</li> <li>- pelare i övriga byggnader med en influensarea som är större än <math>100 \text{ m}^2</math>,</li> <li>- takstolar i enplans byggnader med en influensarea som är större <math>360 \text{ m}^2</math> dimensioneras enligt modell för väsentlig bärverksdel.</li> </ul> Dessutom ska alla bärverksdelar, där liten eller ingen möjlighet till lastomlagring föreligger vid en kollaps av bärverksdelen, dimensioneras som väsentlig bärverksdel.

\* För enplans hallbyggnader är endast regeln om väsentlig bärverksdel tillämplig.

Figur 19 Åtgärder för respektive robusthetsklass (Remissutgåva av EKS 11, 2018).

### 3.2.2 Indirekt metod

Den indirekta metoden har samma tillvägagångssätt som tidigare. Några skillnader är att storleken på krafterna är reducerade samt att det tillkommit en dragkraft för elementfogar. En beskrivning av utformningen över sammanhållningen och önskade egenskaper har också lagts till. I beskrivningen anges att sammanhållningen ska ha ett segt beteende och att de ska placeras där de har störst förutsättning att överbygga en kollaps. En skillnad från tidigare är även att armering som utgör horisontella förband numera inte får placeras i pågjutningen som görs på bjälklagselement. Placeringen av de olika dragbanden visas i Figur 20.



Figur 20 Spännvidder och respektive dragbands placering (Remissutgåva av EKS 11, 2018).



Beteckningarna  $L_1$  och  $L_2$  illustreras i Figur 20 och beskriver centrumavstånden mellan vertikala bärverksdelar i ändfacketets yttre upplagslinje. För fallet med bärande väggar kan  $(L_1 + L_2)$  sättas till 3+3 m.  $S_1$  och  $S_2$  är spännvidderna på vardera sida om upplagslinjen. Andra parametrar är  $g_k$ ,  $q_k$  och  $\psi_1$  som beskriver karakteristiska värden på permanenta- och variabla laster samt lastkombinationsfaktorn. Beroende på kategoriserad konsekvensklass, förses byggnadsverket med föreskrivna förband. Följande förband ska anordnas:

### Horisontella dragband längs kant

Varje enskilt bjälklag ska inneslutas av ett kontinuerligt dragband. Dragbanden längs kant kan läggas helt eller delvis vid upplagslinjen eller fördelat över det anslutande bjälklaget. Den minsta dragkraftskapaciteten som krävs bestäms enligt Ekv. 16.

$$F_1 = 0,15 \cdot (L_1 + L_2) \cdot S_1 \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) \text{ dock minst } 20 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 16})$$

### Inre dragband

De inre dragbanden ska förläggas kontinuerligt i två vinkelräta riktningar i varje bjälklag. Parallellt med upplagslinjerna bestäms dragkraften enligt Ekv. 17.

$$F_2 = 0,15 \cdot (L_1 + L_2) \cdot (S_1 + S_2) \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) \text{ dock minst } 40 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 17})$$

Dragbanden vinkelrätt upplagslinjerna kan anordnas genom en förbindning av bjälklagsplattorna över mittstöd eller förbindas till mittstöden på ett sådant sätt att dragkraftskapaciteten blir kontinuerlig över stöden. Vinkelrätt upplagslinjen bestäms kraften per meter enligt Ekv. 18.

$$F_3 = 0,5 \cdot S_1 \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) \quad (\text{Ekv. 18})$$

### Vertikala dragband

På samma sätt som i EKS 10 ska pelare och väggar i det bärande systemet förbindas kontinuerligt från grunden till det översta bjälklaget. Dragkraften utgörs av den största upplagskraften från ett bjälklag i olyckslastfallet. För enplansbyggnader används inte vertikala dragband utan hänvisas istället till att använda väsentlig bärverksdel som metod.

### Horisontell förankring av bjälklag till pelare eller vägg

Horisontalbärande bärverksdelar ska förbindas till sina upplag. Bjälklagsplattor bör förbindas för en dragkraft,  $F_3$ , per meter på minst samma kraft som för de inre dragbanden vinkelrätt upplagslinjen.

$$F_3 = 0,5 \cdot S_1 \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) \quad (\text{Ekv. 18})$$

Balkar bör förbindas med en dragkraft motsvarande den upplagsreaktion i olyckslastfallet som balken ger upphov till på exempelvis en pelare eller vägg.

## Elementfogar

En ny punkt i EKS 11, som tidigare inte fanns med i EKS 10 (2016), är att prefabricerade vägg- och bjälklagselement ska kunna överföra dragkrafter vinkelrätt fogarna och parallellt fogarna. Kraften som bör kunna överföras ska minst vara.

$$F_4 = 4 \cdot b \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) \quad (\text{Ekv. 19})$$

Där  $b$  är största elementbredd hos två intilliggande bjälklagselement. Åtgärder behöver inte vidtas då friktionen mellan elementen är stor samtidigt kan särskilda åtgärder vara nödvändiga för element med släta fogytter.

### 3.2.3 Väsentlig bärverksdel (Key element method)

Tidigare kunde normalt pelare modelleras för att vara utsatta för en ekvivalent, statisk koncentrerad horisontallast på 20 kN (Boverket, 1994) verkandes vid pelarens mitt. För att skapa en mer effektiv och praktisk modell för hur bärverk ska dimensioneras som väsentlig bärverksdel har en utredning gjorts. Resultatet blev en förstoringfaktor. En förstoringfaktor som ska motsvara en kombination av normalkraft och moment av den horisontella kraft som uppstår vid en exceptionell händelse. Med angivna begränsningar i utredningen konstateras det att en rimlig förstoringfaktor är 1,3. Denna förstoringfaktor ska multipliceras med dimensionerande lasteffekten enligt lastkombinationerna 6.10a och 6.10b i SS-EN 1990 (2002) (Husson, 2018).

### 3.3 SS-EN 1992-1-1 Sammanhållningsarmering

Enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) ska bärverk i betong ha ett lämpligt system av sammanhållningsarmering för att förhindra fortskridande ras. Det görs genom att möjliggöra alternativ lastväg vid en eventuell skada. De typer av sammanhållningsarmering som tas upp är.

- Dragband längs kant
- Inre dragband
- Horisontell förankring av pelare eller vägg
- Vertikala dragband, vid behov, särskilt vid elementbyggnad

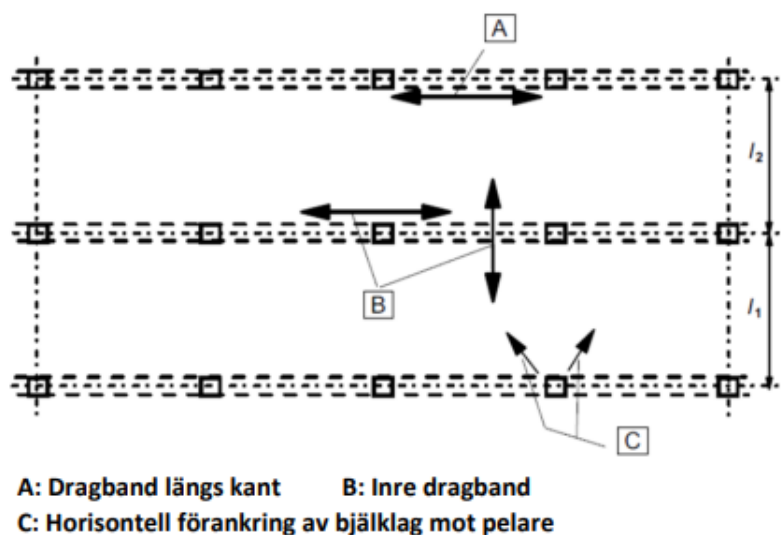
Enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) skall sammanhållningsarmering användas för byggnader som inte dimensioneras för kända olyckslaster. EKS 10 (2016) tillägger i ett allmänt råd att.

*”I avsnitt 9.10 SS-EN 1992-1-1 finns allmänna regler om sammanhållande armering för betongkonstruktioner som gäller oberoende av om dimensionering för olyckslast krävs eller inte. Därutöver gäller särskilda regler för olyckslast enligt SS-EN 1991-1-7 och indelning av byggnadsverk i konsekvensklasser enligt bilaga A med regler om horisontella och vertikala förband för sammanhållande armering”* EKS 10 (2016)

De beskriver även att

*”Sammanhållningsarmeringen är tänkt som en minsta mängd och inte som extra armering utöver den som erfordras enligt statistiska beräkningar.”* SS-EN 1992-1-1 (2005) 9.10.2.1

Den kraft som de olika typerna av sammanhållningsarmering ska dimensioneras för beskrivs i avsnitten nedan. De olika typerna av horisontella förband presenteras i Figur 21, där även måttet  $l_i$  definieras.



Figur 21 Illustration över horisontella förbands placering (SS-EN 1992-1-1, 2005).

### Dragband längs kant

Varje bjälklag bör omslutas av ett kontinuerligt dragband längs kant och ska placeras högst 1,2 m från kanten. Dragbandet får utgöras av armering som även är en del av den inre sammanhållningsarmeringen.

Den dragkraft som dragbandet ska dimensioneras för är.

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (\text{Ekv. 20})$$

där

$F_{tie,per}$  är kraften i det yttre dragbandet

$l_i$  är spännvidd hos ändfack

Rekommenderade värden på  $q_1$  och  $Q_2$  återfinns i den nationella bilagan, EKS 10.  $q_1 = 10 \text{ kN/m}$  och  $Q_2 = 70 \text{ kN}$ .

### Inre dragband

Inre dragband bör finnas på varje bjälklagsnivå i två nära vinkelräta riktningar. De bör vara kontinuerliga i hela sin längd och bör i båda ändar vara förankrade i bärverkets ytterkanter, såvida de inte fortsätter som horisontell förankring av pelare eller vägg. Dragbandet bör anslutas till dragband längs kant på sådant sätt att kraftöverföringen säkerställs. Inre dragband får placeras helt eller delvis jämnt fördelat i plattorna eller koncentreras vid eller i balkar, väggar eller andra passande placeringar.

Inre dragband bör dimensioneras för kraften  $F_{tie,int}$  i vardera riktning. Värdet på  $q_3$  kan återfinnas i den nationella bilagan, EKS 10, och rekommenderas till  $20 \text{ kN/m}$ . Om det inte är möjligt att fördela armeringen jämt i bjälklaget kan den koncentreras till balklinjerna. Då beräknas minsta kraft enligt.

$$F_{tie,int} = q_3 \cdot (l_1 + l_2)/2 \leq Q_4 \quad (\text{Ekv. 21})$$

Där

$F_{tie,int}$  är kraften i det inre dragbandet

$l_1, l_2$  är spännvidder på vardera sida av balken

Rekommenderade värden på  $q_3$  och  $Q_4$  återfinns i den nationella bilagan, EKS 10.  $q_3 = 20 \text{ kN/m}$  och  $Q_4 = 70 \text{ kN}$ .

### Horisontell förankring av pelare eller vägg

Kantpelare och väggar bör förankras horisontellt i nivå med varje bjälklag. Hörnpelare bör förankras i två horisontella riktningar. Armeringen som är en del av dragband vid fasad kan i så fall användas.

Den horisontella förankringen bör dimensioneras för kraften  $f_{tie, fac}$  per meter fasad. För pelare behöver kraften inte överstiga  $F_{tie, col}$ . Respektive kraft återfinns i den nationella bilagan, EKS 10, och rekommenderas till  $f_{tie, fac} = 20 \text{ kN/m}$  samt  $F_{tie, col} = 150 \text{ kN}$ .

### **Vertikala dragband**

I elementbyggnader på minst 5 våningar bör pelare och bärande väggar förses med vertikala dragband som är kontinuerliga från det understa till det översta bjälklaget. Detta görs för att begränsa skadorna på ovanförliggande bjälklag vid förlust av ett bärande element. Dessa dragband skall kunna bidra till en alternativ lastväg som kan överbrygga det skadade området. Dragbanden ska dimensioneras för att kunna bära vertikallasten på närmast ovanförliggande bjälklag.

### 3.4 Sektionering av byggnad

När en större konstruktion delas in i mindre oberoende konstruktionsdelar genom förslagsvis dilatationsfogar, säger man att en byggnad sektioneras. I dessa fall betraktas respektive del som en separat byggnad. I SS-EN 1992-1-1 (2005) anges:

*”Om en byggnad indelas med dilatationsfogar i konstruktivt oberoende delar, bör varje del ha ett oberoende system av sammanhållningsarmering.”* 1992-1-1 (2005) 9.10.1

I stora och komplexa byggnader kan det vara en fördel att dela upp konstruktionen i mindre segment för att minimera risken för fortskridande ras vid exceptionella situationer. Dock är det oftast inte rimligt att klassa ner ett byggnadsverk genom att betrakta det som separata byggnadsverk. Särskilt inte om tänkbara incidenter kan ha konsekvenser på båda sidor om en dilatationsfog (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

Dagens regelverk hänvisar till metoder som endast analyserar byggnader på elementnivå. Strukturell säkerhet kontrolleras därför endast på lokal nivå och inte på global nivå där byggnadsverket ses som en helhet. Det nämns inget om den globala säkerheten och mer extrema scenarier, som exempelvis kan vara att stora delar av det bärande systemet skulle slås ut. Om en signifikant del av det bärande systemet slås ut skulle sektionering av byggnaden kunna förebygga ett fortskridande ras, eller åtminstone isolera skadan (Starossek 2006).

#### 3.4.1 Systematiska fel

Ett av de vanligaste felen som orsakar fortskridande ras är systematiska fel utförda i produktionen eller i projekteringsstadiet. I sådana fall skulle det vara fördelaktigt att sektionera byggnaden för att undvika fortskridande ras och isolera skadan (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

Ett av de mest omtalade rasen i Sverige orsakades av just ett systematiskt fel. Kollapsen inträffade i Ystad, natten till den 25 maj 2012 i en byggnad som var under byggnation. Projektet var en om- och tillbyggnad av lokalerna till nya Hälsans hus. Den del av byggnaden som rasade bestod av tre våningsplan. Lyckligt vis kom inga personer till skada eftersom raset inträffade under natten men det orsakade omfattande materiella skador (Statens haverikommission (SHK) 2013).

SHK:s (2013) utredning visade att en hel pelarrad i trevåningsdelen var underdimensionerad. När den mest belastade pelaren knäckte så ökade utböjningen i sidled och dess bärförmåga sjönk snabbt med ökande utböjning. Balken ovanför hade kapacitet att genom böjning föra en del av lasten vidare till nästa pelare. Till att börja med var nästa pelare mindre belastad men med den ytterligare lasten knäckte även den. Av allt att döma upprepades detta även för den tredje pelaren i raden.

Ritningsunderlag visar att dimensionerna på de pelare som kollapsade stämmer överens med de som använts i bygget. Produktionen har såvida gått korrekt till och ritningsunderlag som de tilldelades har följts. Misstaget med de underdimensionerade pelarna har med andra ord uppkommit under projekteringen. Intervjuer visar att misstaget begåtts genom att pelarna i den lägre byggnadsdelen kopierats till trevåningsdelen när ritarbetet utfördes. Pelarna i den lägre

byggnadsdelen har rätt dimension men är för klena för att bära lasterna i den högre trevåningsdelen (Statens haverikommission (SHK) 2013).

SHK (2013) utredning har upptäckt flera andra brister i byggnadsverket. En av bristerna hittades i raskopplingen mellan håldäcksbjälklag och betongväggar där ritningsunderlaget inte har följts. Förfarandet har försämrat bärlinverkan i elementens bärriktning. Denna utformning tillsammans med andra brister kan inte uteslutas från att ha bidragit till raset.

I Ystadfallet blev skadan proportionerligt stor i förhållande till den initierande orsaken. Ett bärverk kan inte förväntas motstå en kollaps när det bakomliggande felet finns i majoriteten av de interna vertikala bärverken.

Mänskliga fel kan uppkomma när som helst under en byggnads livslängd. Till exempel under projektering, produktion, eller vid ett annat tillfälle och är oftast den orsak som ligger bakom ras i byggnader. Mänskliga fel resulterar oftast i systematiska fel som inte kan undvikas genom normer eller regelverk utan måste hanteras på alternativa sätt. En åtgärd för att hantera mänskliga fel är genom bättre kvalitetskontroller och övervakning. Bristande kompetens är ofta inte problemet bakom misstagen utan andra faktorer så som stress, bristande kvalitets- och egenkontroller i olika faser av produktionskedjan är mer troliga orsaker (COST 2011).

### 3.5 Riskanalys

Att uppnå en robust byggnad med hjälp av en systematisk riskanalys skiljer sig från övriga metoder: indirekt metod, alternativ lastväg och väsentlig bärverksdel. Att använda sig av riskanalys innebär att man analyserar byggnaden i ett större sammanhang där man i ett tidigt skede kan påverka byggnadens utformning, så som spännvidder och byggmaterial. Därefter hanteras varje identifierad orsak som kan ge upphov till en exceptionell påverkan på byggnadsverket. Det finns olika strategier för att hantera okända olyckslaster. Frågan är om de föreskrivna metoderna är lämpliga för alla byggnadstyper. En systematisk riskanalys kan i vissa fall vara mer fördelaktig.

#### 3.5.1 Beskrivning och definition

Enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) ska en systematisk riskvärdering göras för byggnader i konsekvensklass 3 där hänsyn ska tas till både förutsägbara och oförutsägbara risker. Ordet risk används i många olika sammanhang med många olika betydelser (Kaplan & Garrick, 1981). För att förtydliga begreppet i detta arbete beskrivs risk som produkten av ett scenarios sannolikhet och konsekvens.

Kaplan & Garrick (1981) beskriver att en riskanalys består av svaren till de tre frågorna:

- Vad kan hända? (vad kan gå fel?)
- Hur sannolikt är det att det händer?
- Om det händer, vad blir konsekvenserna?

Till hjälp finns, förutom de 3 frågorna, vägledande information i Bilaga B SS-EN 1991-1-7 (2006) om hur en systematisk riskvärdering ska vara utformad. Där definieras riskvärdering som:

*”en jämförelse av riskanalysens resultat med riskacceptans- och andra beslutskriterier.”* SS-EN 1991-1-7 (2006)

Riskanalysen definieras därefter som:

*”ett systematiskt tillvägagångssätt för att beskriva eller beräkna risker. Riskanalys inkluderar identifiering av oönskade händelser samt orsaker, sannolikheter och konsekvenser av dessa händelser.”* SS-EN 1991-1-7 (2006)

Enligt bilagan skall riskanalysen innehålla en beskrivning av byggnadsverket där bakgrund och syfte med riskanalysen ska dokumenteras. Även tekniska, miljömässiga, organisatoriska eller mänskliga omständigheter med tillhörande problem, som är relevanta för verksamheten, bör fastställas detaljerat. Till sist bör också förutsättningar, antaganden och förenklingar redovisas.

Att göra en riskanalys innebär både för- och nackdelar, några av dem presenteras nedan (fib 2012).

#### Fördelar:

- Den identifierar faror och skador.
- Den ger en överblick av risker och ökar medvetenheten för de som är involverade.
- Unik för varje projekt.



## Nackdelar:

- Tidsaspekten för metoden blir komplicerad då riskanalysen ska utföras samtidigt som annat konstruktionsarbete utförs.
- Det är en okänd teknik för byggkonstruktörer.
- Den kräver mer kommunikation och samarbete mellan de involverade parterna.

Bilaga B presenterar metoder för hur riskanalysen kan utföras. Riskanalysen kan innehålla en kvalitativ del och om möjligt också en kvantitativ del. I den kvalitativa delen bör alla risker och tillhörande riskscenarier identifieras i en noggrann genomgång. I den andra delen, den kvantitativa, bör sannolikheter uppskattas för alla oönskade händelser med påföljande konsekvenser. Ett förslag på utförande för den kvantitativa delen illustreras i Figur 22 nedan.

Allvarlig	X				
Hög	X				
Medel		X			
Låg			X		
Mycket låg				X	
↑ konsekvens sannolikhet	0,00001	0,0001	0,001	0,01	> 0,1
→					
<b>X representerar exempel på högsta acceptabla risknivåer</b>					

Figur 22 Exempel på hur en kvantitativ riskanalys kan se ut (SS-EN 1991-1-7, 2006).

I den föreslagna metoden identifieras varje riskscenarios sannolikhet och grad av konsekvens för en viss skada. Konsekvensen klassificeras som allvarlig, hög, medel, låg eller mycket låg och sannolikheten är kopplad till byggnadens livslängd. Om risken för respektive händelse är större än den tillåtna finns olika vägar att gå för att minska risken.

Eurokod är väldigt sparsam med vägledning kring hur den systematiska riskanalysen ska gå till. Det finns många olika sätt att utföra en riskanalys på vilket gör det svårt att vägleda. I en manual för uppförande av riskanalys från Institution of Structural Engineers (2013) ges ett försök till praktisk vägledning men även den blir abstrakt. De understryker däremot en viktig aspekt där ingen systematisk riskvärdering kan ersätta en dålig utformning av byggnadsverket. Därför är det av stor vikt att i ett tidigt skede göra lämpligt val gällande stomsystem.

### 3.5.2 Metoder för hantering av risker

Ett passande sätt att hantera risken för identifierade händelser är att använda sig av den så kallade Erik-modellen (Institution of Structural Engineers, 2013). Riskerna bör hanteras i den ordning de presenteras nedan i så stor utsträckning som möjligt. Åtgärderna kan hänföras till Starossek & Haberland (2010) sannolikhetsekvation för fortskridande ras som presenteras i avsnitt 2.4. Genom att reducera respektive faktor minskar risken.

**Eliminera,  $P[E]$**  – Om en händelse kan elimineras genom att ändra exempelvis utformningen bör ändringen genomföras om det är praktiskt möjligt och ekonomiskt försvarbart.

**Reducera,  $P[C|D]$  eller  $P[D|E]$**  – Risken för en viss händelse kan minskas genom att reducera den i en utsträckning som är proportionerlig till risken. Exempelvis vid en händelse där fordon kör in i byggnaden kan dess risk reduceras genom att dimensionera konstruktionen så att alternativa lastvägar skapas vid ett eventuellt bortfall av pelare. Alternativt kan en barriär skapas så som påkörningsskydd för att reducera risken.

**Informera,  $C$**  – De risker som inte har varit möjliga att eliminera eller som inte reducerats tillräckligt för byggnaden kan hanteras genom att informera dem de påverkar, exempelvis de som brukar bostäderna eller de som driver en verksamhet.

**Kontrollera,  $C$**  – Efter att informerat om kvarstående risker kan dessa kontrolleras genom att åtgärda dem på ett lämpligt sätt, så som att ha utarbetade rutiner för ett eventuellt olycksfall.

Om risken kvarstår efter att ha gått igenom stegen i ERIK-modellen får konstruktören avgöra om risken ska tolereras eller inte. Beslutas det att den inte ska tolereras återstår det att gå tillbaka till den övergripande utformningen och göra den på ett helt annat sätt. Problemet är ofta att risken och dess åtgärder ska vara i proportion till kostnaderna.

I Eurokods del om olyckslaster finns en beskrivning av metoder för att minska risken för olika scenarier som liknar ERIK-modellen. Den stora skillnaden är att Eurokod i större utsträckning beskriver att bärverket ska ha en tillräcklig robusthet, se Figur 23.

(3) Åtgärder bör vidtas för att minska risken för olyckslaster och dessa åtgärder bör, i tillämpliga fall, innefatta en eller flera av följande metoder:

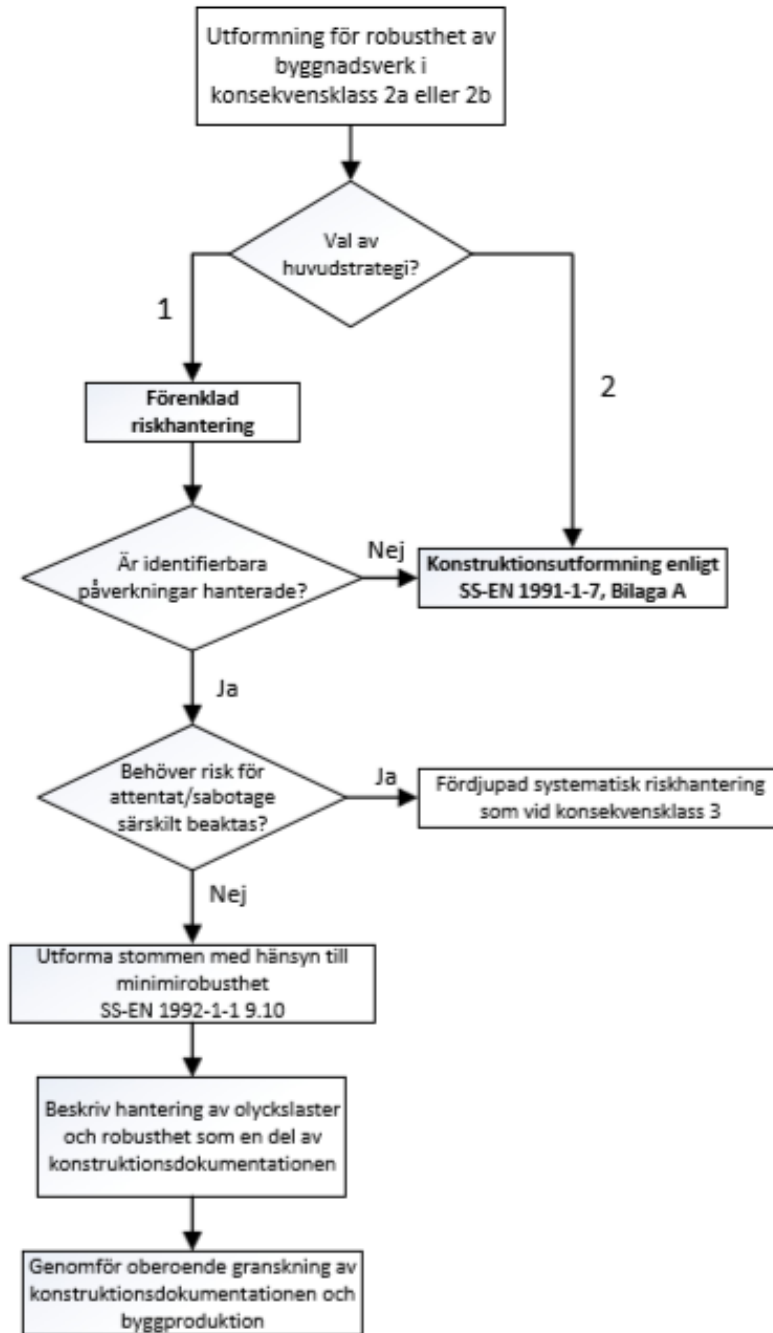
- a) förhindra att lastfallet inträffar (för broar t.ex., genom att tillse att det finns tillräckligt fritt avstånd mellan den trafikerade ytan och bärverket) eller reducera sannolikheten eller lastens storlek till en acceptabel nivå vid dimensioneringen (för byggnader t.ex., anordna ventilationsluckor med låg massa och styrka för att dämpa effekten av explosioner);
- b) skydda bärverket mot effekterna av en olyckslast genom att reducera lastens påverkan på bärverket (t.ex. med skyddspollare eller säkerhetsbarriärer);
- c) säkerställa att bärverket har tillräcklig robusthet genom ett eller flera av följande sätt:
  - 1) genom att dimensionera de komponenter i bärverket som är avgörande för dess stabilitet (se 1.5.10) så att sannolikheten för att bärverket klarar en olyckshändelse ökar.
  - 2) utforma bärverksdel och välja material med en deformationsförmågan som är tillräcklig för att absorbera energi utan brott.
  - 3) bygga in tillräcklig redundans i bärverket för att möjliggöra att lasterna omförs till alternativa lastvägar efter en olyckshändelse.

ANM. 1 Det kan vara omöjligt att skydda bärverket genom att reducera effekterna av en olyckslast eller att förhindra att ett lastfall inträffar på grund av att lasten beror av faktorer som, över bärverkets avsedda livslängd, inte nödvändigtvis ingår i de ursprungliga dimensioneringsförutsättningarna. Förebyggande åtgärder kan innefatta periodiska inspektioner och underhåll under bärverkets avsedda livslängd.

*Figur 23 Åtgärder för att minska risken för olyckslaster (SS-EN 1991-1-7, 2006).*

### **3.5.3 Förenklad riskanalys för konsekvensklass 2a och 2b**

Som tidigare nämnt ska en riskanalys endast genomföras för byggnadsverk i konsekvensklass 3. Många anser att normen och dess konsekvensklasser inte är helt rättvisa. Till skillnad från gällande norm föreslår fib (2012) tre olika strategier för dimensionering i konsekvensklass 3. De delar upp konsekvensklassen i olika delar där de menar att byggnader som precis överskrider konsekvensklass 2a och 2b antingen dimensioneras med hjälp av metoden alternativ lastväg eller kvalitativ riskanalys. För byggnader, med hög besöksaktivitet och är avsedda för fler än 5000 personer, eller där en olycka anses skapa stora konsekvenser ska alltid en systematisk riskanalys utföras. Även högriskbyggnader och byggnader innehållande farlig verksamhet eller produkter ska alltid analyseras genom en systematisk riskanalys. I institutionen för konstruktionstekniks handbok (2017) presenteras två alternativa strategier för att uppnå robusthet vid ospecificerade händelser för konsekvensklass 2a och 2b som skiljer sig från Eurokod och EKS 10, se Figur 24.



Figur 24 alternativa strategier för att hantera olyckslaster.

Vid dessa strategier förutsätter man att identifierbara händelser har hanterats fristående. En av de två strategierna innebär att följa de metoder som finns i SS-EN 1991-1-7 (2006), bilaga A (se tidigare avsnitt 3.1). Den andra strategin, så kallad förenklad riskhantering, innebär att om identifierbara påverkningar hanteras fristående och om risken för attentat/sabotage inte behöver beaktas, kan stommen utformas med hänsyn till minimirobusthet. Konstruktionsdokumentationen ska då kompletteras med en beskrivning av olyckslasthantering och robusthet. Dokumentationen

ska granskas av en oberoende part för att säkerställa att minimalt antal misstag går igenom projekteringen. Konstruktörer kan genom den förenklade riskhanteringen därmed minimera åtgärderna för att uppnå en robust byggnad.



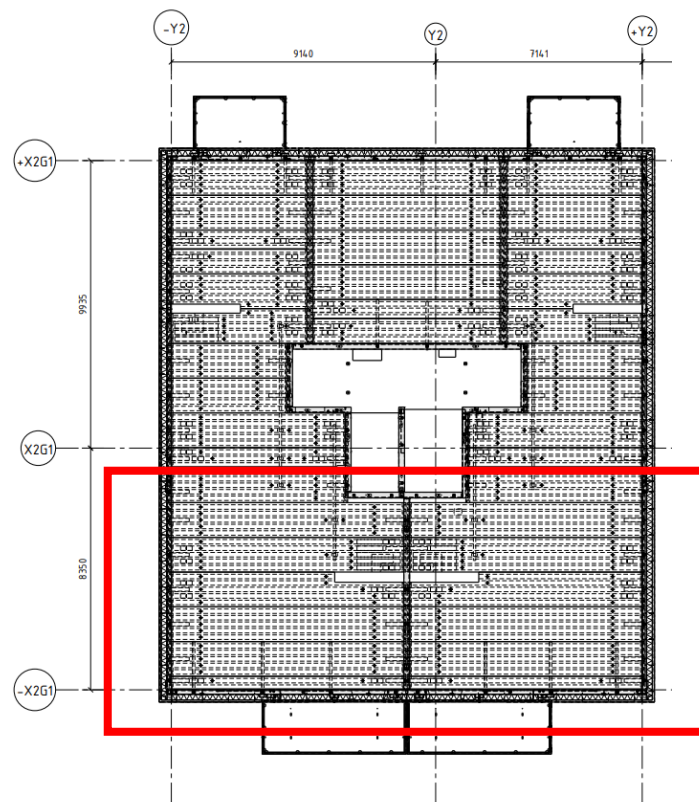
## 4 Studie på referensbyggnad

Referensbyggnaden kommer att användas till praktiska exempel för att föra resonemang kring utformning och dimensionering av detaljer. Geometrin och stommen kommer även att användas till beräkningar enligt de olika metoder som kan appliceras vid dimensionering för okänd olyckslast. VBK har tillhandahållit ritningar och Tekla-modell.

För att ta hänsyn till den nya EKS 11 som är ute på remiss har en analys gjorts över de nya föreskrifter som ges där. Den som presenteras av Boverket visar på att det kommer ske stora förändringar när det gäller dimensionering för olyckslaster. Resultat och förutsättningar presenteras i avsnitten nedan.

### 4.1 Beskrivning av referensbyggnad Liseberg

Bostadsprojektet Liseberg uppfördes i Älvsjö utanför Stockholm under 2015. Det är totalt fem punkthus på vardera 6-9 våningar innehållande seniorboende. Det hus som kommer analyseras i denna rapport består av 9 våningar. Stomsystemet utgörs av bärande väggar, i form av sandwichelement och prefabricerade HDF-bjälklag. Även den inre bärlinjen, placerad i centrum av byggnaden, utgörs av bärande väggar. Den stabiliserande kärnan utgörs av prefabricerade betongelement. Den verkliga dimensioneringen med hänsyn till olyckslast gjordes enligt SS-EN 1992-1-1 (2005) och EKS 8. Planritning över byggnaden presenteras nedan. Den nedre delen av våningsplanen kommer att studeras, se Figur 25.



Figur 25 Liseberg 4 planlösning.

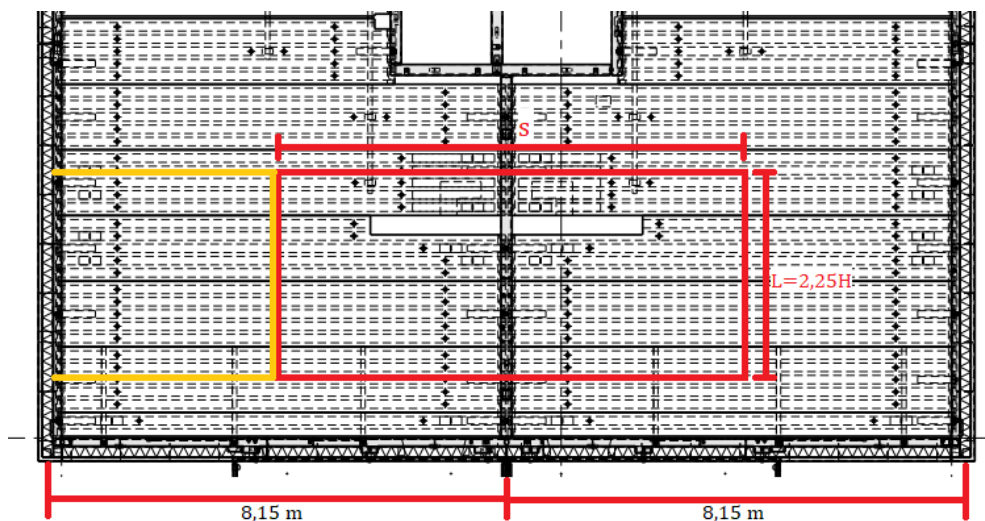
#### 4.1.1 Aktuella laster och influensarea

Vid dimensionering av en byggnad ska både kända och okända olyckslaster analyseras. Med utgångspunkt från Liseberg har en analys gjorts över aktuella olyckslaster för byggnadens geografiska placering och användningsområde. Mängden armering antagen i beräkningarna baseras på de verkliga mängder som finns i referensbyggnaden.

##### 4.1.1.1 Influensarea

Det fall som anses värst är då en bärande vägg i centrumlinjen slås ut. Den area som den bärande väggen tar last från visas i Figur 26 markerat med rött. Där  $s = 8,15 \text{ m}$  och  $L = 2,25H$ ,  $H$  är våningshöjden på  $2,93 \text{ m}$ .

$$L = 2,25 \cdot 2,93 = 6,6 \text{ m}$$



Figur 26 Aktuella spännvidder och influensareor.

Detta innebär en influensarea på.

$$A_i = 8,15 \cdot 6,6 = 53,7 \text{ m}^2$$

Ett våningsplan har en area på.

$$A_{\text{våning}} = 18,3 \cdot 16,3 = 298 \text{ m}^2$$

I SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga A står det:

*”Storleken på tillåtet lokalt brott kan variera för olika typer av byggnader. Rekommenderad storlek är det minsta av 15 % av golvarean eller  $100 \text{ m}^2$  i vardera av två intilliggande våningsplan.”* SS-EN 1991-1-7 (2006)

$$A_{15\%} = 0,15 \cdot 298 = 45 \text{ m}^2$$

Då  $A_i > A_{15\%}$  skall den bärande väggen i centrumbärinjen dimensioneras som väsentlig



bärverksdel när det föreskrivs som kompletterande åtgärd. Storleken på lokalt brott är inte definierat i normen. Att använda influensarean är vanligt förekommande. Ett alternativ är att anta att hela våningens spännvidd slås ut vid brott i centrumbärslinjen, vilket kan ses som mer rimligt.

För att kunna utföra samtliga beräkningar med respektive metod, måste influensarean för de bärande väggarna i den yttre bärslinjen även bestämmas. Denna area markeras med gult i samma figur. Spännvidderna för det gula området är.

$$s = 8,15 \cdot 0,5 = 4,075 \text{ m}$$

$$L = 6,6 \text{ m}$$

#### 4.1.1.2 Laster

Enligt EKS 10 (2016) skall den variabla huvudlasten i lastkombination vid olyckslast sättas till sitt frekventa värde  $\psi_{1,1}Q_{k,1}$  samt den dimensionerande olyckslasten  $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$ . I SS-EN 1990 (2002), 6.4.3.3 ges följande lastkombination för exceptionella dimensioneringssituationer.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (\text{Ekv.22})$$

Laster som huset i projektet Liseberg utsätts för är:

Egentyngd från HDF-bjälklaget:  $G_k = 3,6 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last från bostad:  $Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$  (EKS 10 tabell C-1)

Reduktionsfaktor  $\psi_{1,1} = 0,5$  för den variabla huvudlasten (tabell A1.1 SS-EN 1990).

Dimensionering som väsentlig bärverksdel görs som en separat dimensionering, vilken inte kommer redovisas här, och ska ej förväxlas med de laster som används vid indirekt metod eller alternativ lastväg. Den totala dimensionerande lasten vid exceptionell dimensioneringssituation blir:

$$E_d = 3,6 + 0,5 \cdot 2 = 4,6 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Ekv.22})$$

#### 4.1.1.3 Känd olyckslast

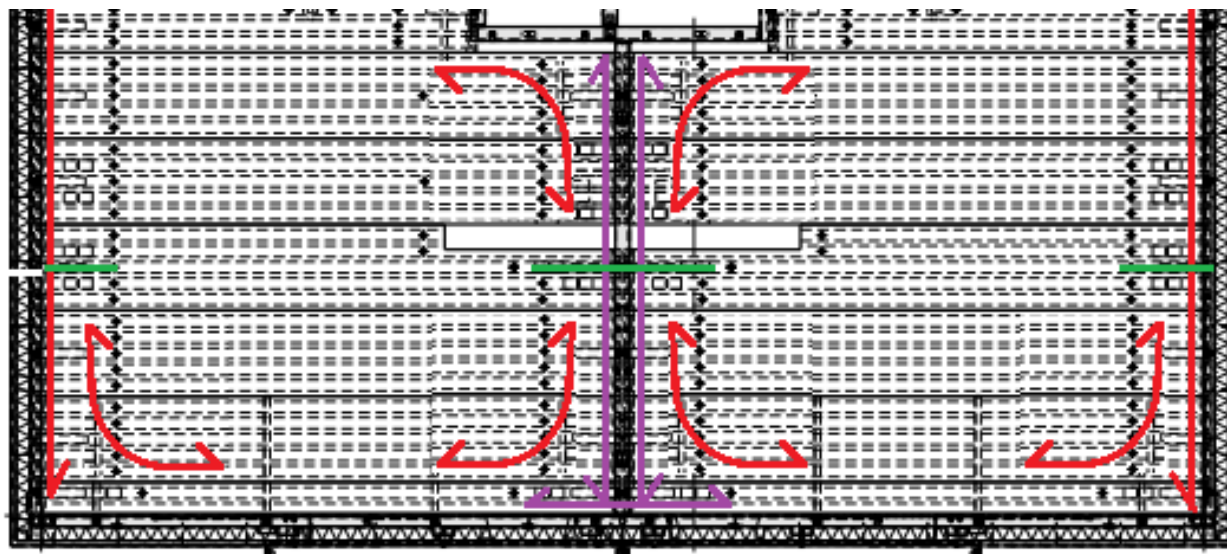
Förutom dimensionering av okända olyckslaster ska även dimensionering ske för kända olyckslaster. En genomgång av aktuella risker i området Liseberg, där byggnaden ska uppföras, resulterade i att endast den kända olyckslasten "Påkörning av vägfordon" anses aktuell då byggnaden ligger i anslutning till en väg.

Enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) ska en kontroll gällande risk för påkörning av vägfordon göras. Åtgärder krävs om minsta avståndet från konstruktionen till mittlinjen för närmsta körfält, mätt vinkelrät mot trafikens färdriktning ( $d$ ), är kortare än det säkerhetsavstånd,  $d_b$ , som anges i Bilaga C tabell C.2. Om kravet  $d < d_b$  är uppfyllt måste påkörningen hanteras explicit. Någon dimensionering för påkörning av vägfordon behöver inte genomföras då kontrollen av avståndet mellan konstruktion och vägbana resulterade i  $d = 15 \text{ m}$  och  $d_b = 10 \text{ m}$ :  $d > d_b$ .

## 4.2 Indirekt metod

I Bilaga I i denna rapport kan beräkningarna gjorda i enlighet med indirekt metod för EKS 10 (2016) respektive EKS 11 (2018) följas. I Tabell 1 och Tabell 2 redovisas sammanställningar över resultat av den dimensionerande dragkraften i respektive dragband.

### EKS 10

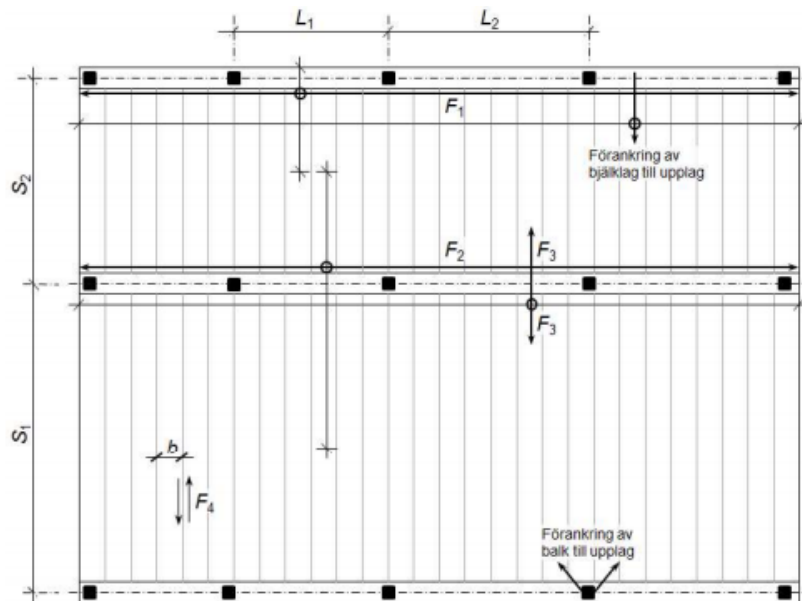


Figur 27 Horisontella dragband och dess placering. Yttre dragband & runt hörn (röd), Inre dragband (lila), förankring av bjälklag till vägg (grön).

Tabell 1 Dimensionerande krafter indirekt metod EKS 10.

Dragband	Kraft	Storlek
Inre horisontell	$T_i$	198 kN
Inre $\perp$ upplagslinjen	$q_i$	30 kN/m
Yttre horisontell	$T_p$	99 kN
Vertikalt (yttre vägg)	$T_{vp}$	19 kN/m
Vertikalt (inre vägg)	$T_{vi}$	37 kN/m
Horisontell förankring	$T_f$	30 kN/m

## EKS 11



Figur 28 Dragbands placering enligt EKS 11.

Tabell 2 Dimensionerande krafter enligt EKS 11.

Dragband	Kraft	Storlek
Yttre horisontellt	$F_1$	34 kN
Inre horisontellt	$F_2$	68 kN
Inre vinkelrätt upplagslinjerna	$F_3$	19 kN/m
Elementfogar	$F_4$	44 kN/m
Vertikalt (yttre vägg)	$F_{vP}$	19 kN/m
Vertikalt (inre vägg)	$F_{vl}$	38 kN/m
Horisontell förankring	$F_F$	19 kN/m

### 4.2.1 Diskussion - Indirekt metod

Indirekt metod är en av de mest använda metoderna ute i branschen. Dess enkelhet och tydliga formelkrav kräver ingen djupare analys av konstruktionen, på så sätt krävs det minimalt arbete för ingenjören. Detta har lett till diskussioner om metoden verkligen skapar den sammanhållning som krävs för att generera en robust byggnad. Enligt Byfield, et al. (2014) uppfyller de föreskrivna reglerna endast en lägsta nivå av kapacitet i dragbanden för att motstå en eventuell kollaps. Nethercot (2011) är även han kritisk till metoden i en av hans artiklar vilket beskrivs nedan.

*"[...] US Guidance has restricted the use of tying between the structural members to situations in which it can be demonstrated that the associated connections can carry the required forces whilst undergoing rotations of 0,2 radianse. Where this is not possible, tying should act through the floors and the roof. However, recent studies (Nethercot et al 2010a; Nethercot et al 2010b) have suggested that tying capacity correlates poorly with actual resistance to progressive collapse.*

*Moreover, being prescriptive, it does not permit the meaningful comparison of alternative arrangements - a fundamental feature of structural design.” (Nethercot 2011)*

Trots kritiken mot metodens effektivitet anses indirekt design kunna skapa alternativa lastvägar. Målet är att öka systemets duktilitet och på så sätt anses det kunna skapa alternativa lastvägar. I Starosseks artikel (2012) bekräftas teorin.

*“Alternative load paths can also be provided by indirect design. The prescriptive design rules codified so far in standards and guidelines are intended to provide tension ties, to enable catenary action, and to ensure ductility in building structures. It appears that most of these codified measures aim, in one way or another, at providing alternative load paths.” (Starossek 2012)*

Då dagens ekvationer är baserade på att bjälklagen utgörs av platsgjutna eller prefabricerade betongelement, har den nya nationella bilagan som är ute på remiss, gjorts mer generell gällande bjälklagens material. Detta speglas i att de krav som ställs på den dimensionerande dragkraftskapaciteten på förbanden har sänkts (Mattsson, 2018).

Sammanfattningsvis kan det konstateras att metodens effektivitet är ifrågasatt. Dock är dess enkelhet och konkreta tillvägagångssätt väldigt uppskattad i branschen.

## 4.3 Väsentlig bärverksdel

### EKS 10

Att dimensionera byggnadsverket endast efter metoden väsentlig bärverksdel kommer inte att skapa en robust byggnad anser vi. Detta med motiveringen att enskilda bärverksdelar görs robusta men inte byggnadsverket i sin helhet. Av den anledningen kommer ingen dimensionering enligt denna metod att redovisas.

Däremot ska enskilda vertikalt bärande element dimensioneras som väsentlig bärverksdel som komplement till metoden alternativ lastväg. Anledningen till det är att influensarean för de bärande väggarna i centrumbärlijen överstiger det överenskomna gränsvärdet på 15 % av ett våningsplans totala area. Den kompletterande åtgärden kommer inte att visas i beräkningsform.

### EKS 11

Enligt de nya robusthetsklasserna hamnar referensbyggnaden i klass C. Byggnader i denna klass ska förses med både horisontella och vertikala dragband enligt den indirekta metoden. I substitut till vertikala dragband kan vertikalt bärande element utföras som väsentlig bärverksdel.

Att använda den alternativa metoden, väsentlig bärverksdel anses inte motiverat för referensbyggnaden då det inte ger en robust byggnad i stort. Definitionen av en väsentlig bärverksdel är svår att utläsa ur dokumentet vilket komplicerar att rätt element dimensioneras. Den indirekta metoden anses mer passande för byggnadens system och är lättare att applicera.

#### 4.3.1 Diskussion – Väsentlig bärverksdel

Eurokod behandlar dimensionering av väsentlig bärverksdel väldigt ytligt. Inga direkta riktlinjer ges över hur dimensioneringen ska gå till väga. Angivelsen i SS-EN 1991-1-7 (2006) om att även de anslutna komponenterna och dess förband ska klara olyckslasten är svårtolkade och ospecificerade. Hur dessa komponenter ska identifieras eller var gränsen går för ”anslutna komponenter” framgår inte. fib (2012) menar att det istället är bättre att i ett tidigt skede eliminera antalet väsentliga bärverksdelar i en byggnad. Men om metoden ska användas ska den appliceras i kombination med en annan metod för att erhålla en robust byggnad i stort. Denna åsikt är vi eniga i då det är lätt att det erhålls en otillräcklig dimensionering när den görs för en ospecificerad händelse. Flera andra källor är eniga i denna åsikt. I Starosseks artikel (2012) nämns samma resonemang på två ställen, där ”*the first strategy*” syftar till att förebygga initierande händelser och ”*the second strategy*” vill förebygga oproportionerlig spridning av skadan.

*“In the first strategy, only discrete structural components (key elements) are strengthened or protected, whereas in the second strategy the entire structural system is improved. Since the first strategy does not explicitly improve the structural system, an initial damage that despite all provisions does occur can still cause collapse. It should therefore only be applied to smaller structures or when other methods are inapplicable or in conjunction with other methods. [...] Design strategy 1 can be cost-effective as long as the combined size of all key elements is small compared to the size of the structure.”* (Starossek 2012)

I ett tidigt skede i utvecklingen av nya EKS11 diskuterades det om metoden väsentlig bärverksdel skulle förespråkas eller inte. Det ansågs att dimensionera enskilda bärverksdelar för att motstå kollaps vid en extrem händelse är kostsamt. I den nya versionen av metoden där förstoringfaktorn 1,3 föreskrivs, anser Boverket att tillvägagångssättet blir betydligt mer effektivt och praktiskt än övriga metoder. Därför beslutades det att metoden skulle rekommenderas i delar av dimensioneringsprocessen (Mattsson, 2018). Kritiken mot metodens verkningsgrad och förmåga att generera en robust byggnad kvarstår även med det nya tillvägagångssättet.

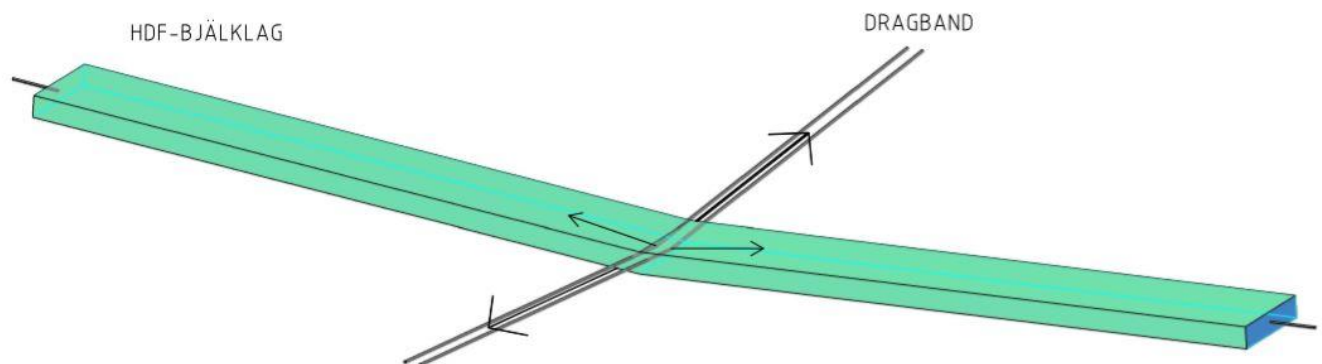
#### 4.4 Alternativ lastväg

För den aktuella referensbyggnaden valdes linverkan som en passande mekanism för alternativ lastväg. Det främsta skälet är att bjälklaget bär i en riktning. System av prefabricerade betongelement har dessutom ofta svårt att få tillräckligt hög momentstyvhet i kopplingarna, vilket gör att använda sig av mekanismen överdimensionering fungerar inte för den aktuella referensbyggnaden. Analysen för linverkan gjordes endast för fallet där ett väggelement i mittlinjen fiktivt togs bort. Andra fall, såsom borttagning av ett kantelement, ansågs vara gynnsammare och därmed inte lika intressant.

Det finns olika typer av brottmekanismer så som spjälkning, förankringsbrott eller dragbrott i armeringen. Vilken av mekanismerna som uppstår är svår att förutspå och beror till stor del på detaljutformningen av anslutningarna och dess dragband. I analysen användes dragbrott i armeringen som en trolig brottmekanism. Att det inte blir ett förankringsbrott motiveras med att kamstänger används vilket har en god vidhäftningsförmåga till betong. Att sammanhållningsarmeringen skulle tappa sin förmåga på grund av spjälkning ansågs mindre troligt då stängerna inte ligger i pågjutningen utan i den injicerade betongen.

Enligt fib (2012) är en maximal förskjutning på  $0,2L$  en rimlig uppskattning. För referensbyggnaden skulle det innebära en orimligt stor förskjutning och därmed anses den inte passande för beräkningarna.

En utförlig beräkning gjord på linverkan samverkandes i två vinkelräta riktningar kan hittas i Bilaga II. Nedan presenteras resultatet från utförd beräkning där energiupptagning i kopplingarna analyserats.



Figur 29 Linverkan i två riktningar. En längs inre dragband och en längs HDF-elementet.

## Resultat:

Mängden armering i beräkningarna representerar den verkliga mängd som användes vid uppförande av referensbyggnaden, mängderna anges i Tabell 3:

Tabell 3 Mängd armering i HDF-bjälklag.

Vinkelrätt upplagslinjerna	4 $\phi$ 10
Parallellt upplagslinjerna	1 $\phi$ 20

Som tidigare nämnt antas linverkan samverka i två vinkelräta riktningar. Detta innebär att kapaciteten i det inre horisontella dragbandet kan summeras med kapaciteten i den horisontella förankringen mellan bjälklag och stomme. Den totala dynamiska kapaciteten blir:

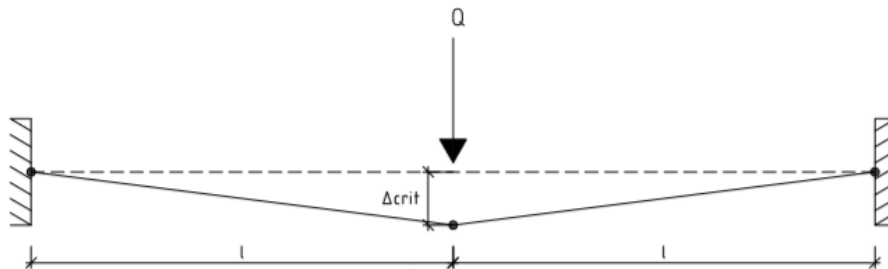
$$R_{dyn,tot} = 0,7 + 1,1 = 1,8 \text{ kN/m}$$

Även de statiska kapaciteterna summeras.

$$R_{stat,tot} = 1,7 + 2,6 = 4,3 \text{ kN/m}$$

Med en dimensionerande yttre last och en verkninglinje längs den centrala bärlinjen beräknas följande last verka på centrumbärlinjen.

$$Q = 4,6 \cdot 8,15 = 38 \text{ kN/m}$$



Figur 30 Yttre last och maximal nedböjning vid linverkan.

Det låga värdet på den dynamiska kapaciteten speglar systemets låga duktila egenskaper och bristande förmåga att hitta alternativa lastvägar. Kapaciteten kan jämföras mot den ekvivalenta lasten,  $Q$ , som belastar dragbandet vid den kollapsande centrumväggen.

$$38 \text{ kN/m} \gg 1,8 \text{ kN/m}$$



#### 4.4.1 Diskussion – Alternativ lastväg

Resultatet som erhållits från linverkanberäkningarna på referensbyggnaden är baserat på en rad antagande och förenklingar, så som.

- Tillräcklig förankringslängd
- God vidhäftning mellan betong och armering
- Gränstötning vid maximal kraft

Dessa antagande anses rimliga då hela processen gällande robusthet är högst osäker och baseras på bristfällig dokumentation kring detaljutformning och systems verkliga kapacitet. Gränstötningen som användes vid beräkningarna kan antas vara högre än 6 % i verkligheten. Högre värden testades men dess inverkan på den slutliga kapaciteten var ytterst liten.

Resultatet visade att konstruktionen inte skulle klara av att överbrygga det kollapsade området genom linverkan. Det var inget oväntat utfall då den utslagna ytans area var omfattande vilket är ogynnsamt när metoden alternativ lastväg används. Desto mindre skadat område, desto större chans att linverkan lyckas överbrygga skadan. Att tillvägagångssättet är fördelaktigt vid små spännvidder omnämns i Starossek (2012) artikel.

*“The alternative-paths method leads to design measures that are distributed throughout the structure; the extent of collapse increases and the effectiveness of the method decreases with an increase in initial damage size. It is therefore preferable when the size of the initial damage is assumed to be small.”* (Starossek 2012)

Ett byggnadsverk bestående av prefabricerade betongelement är ett ogynnsamt stömsval när det kommer till dimensionering för olyckslast. Den bristande förmågan att införa kontinuerliga dragband i kombination med stöms uppbyggnad av elementdelar gör det svårare att få ett sammansvetsat bärverk. Ett mer optimalt stömsystem i de fall då det är viktigt att få en garanterat robust byggnad är en platsgjuten konstruktion. Denna åsikt styrks i Starossek (2012) artikel.

*“Alternative paths create redundancy through the ability of redistributing forces. This approach usually requires a certain degree of structural continuity and takes advantage of the interaction between structural components.”* (Starossek 2012)

Byfield, et al. (2014) anser att en annan begränsning i metoden är att det endast är ett vertikalt bärande element som fiktivt tas bort åt gången. I dokumenterade kända fall där bärande element har slagits ut och resulterat i en kollaps, är det ofta ett flertal nyckelelement som skadats.

Det förs diskussioner kring om det verkligen alltid är till en konstruktions fördel att binda ihop konstruktionsdelarna på ett robust sätt. I vissa fall kan det diskuteras om det är till mer skada än nytta.

*“Furthermore, the continuity that usually accompanies the provision of alternative load paths may, in certain cases, promote rather than prevent failure progression (Starossek, 2007b) [...]”*

*According to these accounts, initial damage may actually pull down a greater portion of the building when structural components are tied together too well.” (Starossek 2012)*

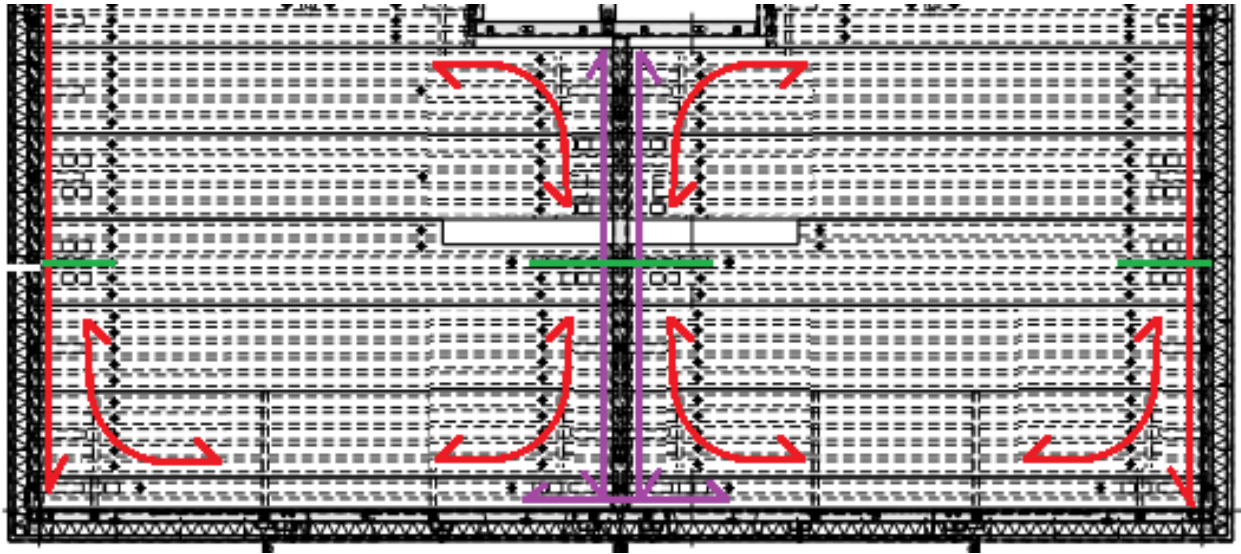
I kommande EKS 11 (2018) kommer metoden alternativ lastväg inte att förespråkas. Enligt Mattsson (2018) är den bakomliggande orsaken att det är svårt att sätta upp regler och riktlinjer kring hur metoden ska verifieras, samt hur konstruktionen modelleras på ett rimligt sätt. De anser att det är för stor risk att orealistiska modeller antas, vilket skulle leda till feldimensionerade samt felkonstruerade lösningar.

I den amerikanska normen US DoD (2009) finns ett utarbetat rekommenderat tillvägagångsätt för hur metoden alternativ lastväg ska hanteras. Genom att utarbeta en liknande vägledning i Sverige skulle ingenjörskonsten gynnas istället för att förespråka schablonmässiga metoder med ren formelstoppling. Ingenjörsmässiga lösningar borde lyftas i de projekt det är möjligt, det kan både bli mer ekonomiskt och ge effektivare lösningar.

Alternativ lastväg är den metod som vi anser speglar verkligheten bäst. Det ger en rättvis bild av en konstruktions verkningssätt vid en eventuell olyckslast. Metoden bygger inte bara på spännvidder och egyptyngder utan detaljers verkningssätt och avgörande egenskaper analyseras.

## 4.5 SS-EN 1992-1-1 sammanhållningsarmering

I Bilaga III kan utförliga beräkningar gjorda i enlighet med sammanhållningsarmering i 1992-1-1 (2005) följas. I Tabell 4 redovisas en sammanställning över resultatet. I bilden nedan visualiseras placeringen av respektive dragband.



Figur 31 Horisontella dragband och dess placering. Yttre dragband & runt hörn (röd), Inre dragband (lila), förankring av bjälklag till vägg (grön).

Tabell 4 Dimensionerande krafter för SS-EN 1992-1-1.

Dragband	Kraft	Storlek
Yttre horisontell	$F_{tie,per}$	82 kN
Inre horisontell	$F_{tie,int}$	163 kN
Horisontell förankring	$F_{tie,fac}$	20 kN/m
Vertikalt (inre pelare)	$F_{vert,int}$	37 kN/m
Vertikalt (yttre pelare)	$F_{vert,per}$	19 kN/m

### 4.5.1 Jämförelse mellan SS-EN 1991-1-7 och SS-EN 1992-1-1

För branschen råder en förvirring kring vilken av SS-EN 1991-1-7 (2006) och SS-EN 1992-1-1 (2005) som ska gälla. Vi anser att det finns framförallt två skrivelser som bidrar till förvirringen. En i betongnormen och en i EKS 10 (2016).

”Bärverk som inte dimensioneras för olyckslaster ska ha ett lämpligt system av sammanhållningsarmering för att förhindra fortskridande ras genom att möjliggöra alternativ lastnedföring efter lokal skada.” SS-EN 1992-1-1 (2005)

”Ytterligare regler angående lastkombinationsfaktorer finns i avdelning B, kap. 0, 10 §. I avsnitt 9.10 i SS-EN 1992-1-1 finns allmänna regler om sammanhållande armering för betongkonstruktioner som gäller oberoende av om dimensionering för olyckslast krävs eller inte. Därutöver gäller särskilda regler för olyckslast enligt SS-EN 1991-1-7 och indelning av

*byggnadsverk i konsekvensklasser enligt bilaga A med regler om horisontella och vertikala förband för sammanhållande armering.” EKS 10 (2016)*

Till en början klargör betongnormen att sammanhållningsarmering ska införas i byggnader där dimensionering för olyckslaster enligt SS-EN 1991-1-7 (2006) inte utförs. I EKS allmänna råd tydliggörs istället att betongnormens avsnitt om sammanhållningsarmering gäller oberoende av om dimensionering för olyckslaster krävs eller inte. Stor del av förvirringen tror vi beror på dessa formuleringar.

En skillnad mellan normen för olyckslast och den för betong är hur de klassar bärande konstruktioner kopplat till hur allvarliga konsekvenserna av ett brott blir. Ett exempel är synen på när vertikala dragband anses nödvändiga. I betongnormen anges endast antal våningar medan i normen för olyckslaster tar man även hänsyn till vilken verksamhet som ska bedrivas.

Det är svårt att ge ett svar på hur man ska arbeta med normerna. Metoderna i respektive norm skiljer sig delvis. Referensbyggnaden visar på hur val av norm och metod påverkar slutresultatet. För de schablonbaserade metoderna gav betongnormen över lag ett lägre kapacitetskrav. Med hänsyn till det allmänna rådet i EKS 10 (2016) anser vi att den norm som ger högst krav är den som ska appliceras på det aktuella byggnadsverket.

## 4.6 Riskanalys

Referensbyggnaden Liseberg tillhör konsekvensklass 2b. I dagens norm ska en riskanalys genomföras endast för konsekvensklass 3. I detta arbete går vi däremot utanför normen då referensbyggnaden klassas upp för att se om det finns fördelar med att göra det.

En riskanalys genomfördes och resultatet presenteras i Bilaga IV. Slutsatsen från riskanalysen var att byggnaden i Liseberg inte är i någon riskzon för att behöva göra några mer omfattande åtgärder än att förse bärverket med en miniminivå av robusthet. Genom att införa sammanhållningsarmering enligt 1992-1-1 (2005) anses kontinuitet skapas i byggnaden.

### 4.6.1 Diskussion - Riskanalys

Resultatet av att klassa upp ett byggnadsverk till en högre konsekvensklass borde inte innebära en sämre robusthetsgrad utan snarare tvärtom. Olyckslasterna hanteras mer specifikt för respektive byggnadsverk vilket borde ge en mer anpassad utformning. Resultatet från en förenklad riskhantering med minimirobusthet kan i många fall ge en lägre mängd armering vilket även var fallet för referensbyggnaden. Därmed innebar det en ekonomisk vinning i att klassa upp byggnaden. Det uppmuntrar samtidigt konstruktörer till att tänka själva och inte bara följa en formel.

Man kan läsa både i Konstruktionsteknik (2017) och i fib (2012) att gränsen mellan byggnadsverk i konsekvensklass 2b och 3 är relativt suddig. Konstruktionsteknik (2017) presenterar en förenklad riskhantering för konsekvensklass 2b medan fib (2012) föreslår att man för byggnadsverk i konsekvensklass 3 kan följa de metoder som används för klass 2a och 2b. Utifrån det verkar författarna överens om att gränsen mellan konsekvensklass 2b och 3 är en gråzon där det är upp till konstruktören att välja en passande lösning för att erhålla en robust byggnad.

I branschen finns en tolkning att kraven för en viss konsekvensklass även ska uppfyllas av de krav som gäller för klassen under. När Bilaga A, SS-EN 1991-1-7 (2006), studerades står det tydligt att för konsekvensklass 2a och 2b ska åtgärderna för konsekvensklass 1 uppfyllas. För konsekvensklass 3 nämns däremot ingenting om att konsekvensklass 2b måste uppfyllas, trots det har en stor del av branschen gjort den tolkningen. I de fallen finns det ingen ekonomisk vinning i att klassa upp byggnaden.

Fördelen med en riskanalys är att man anpassar dimensioneringen av olyckslaster till respektive projekt, gärna i ett tidigt skede. Däremot för enkla men höga byggnader är vår uppfattning att man i många fall kopierar mycket från en riskanalys i ett äldre projekt. I det fallet tappar man fördelen med att göra en särskild projektanpassad analys. Denna uppfattning fick vi när riskanalys av referensbyggnaden genomfördes.

För att en riskanalys ska fungera som bäst är det ofta nödvändigt att återkoppla till den alltefter som projektet fortgår. I många fall är det ett moment som inte prioriteras i ett pressat tidsschema. Genom att inte följa upp den systematiska riskanalysen är det stor risk att den tappar sin funktion. Problematiken ligger i att olika aktörer är delaktiga i olika delar av projekteringen vilket kan leda till missförstånd vid dålig kommunikation.

I den kommande EKS 11 (2018) ska delen kring riskanalys helt strykas. Mattsson (2018) menar att det är svårt ur deras perspektiv att ge vägledning kring hur en riskanalys ska utföras och vad den ska innehålla. En jämförelse gjordes mot brand där man kan kvantifiera utrymningsvägarna, men som för fallet med en okänd olyckslast är det svårt att göra. Därför anser de att andra metoder så som väsentlig bärverksdel är mer passande. En typ av riskanalys för speciella eller mer utsatta byggnader ansåg Boverket att varje byggherre får genomföra på eget initiativ. De menar att det är något som idag redan görs. Ett exempel är Trafikverket som på eget initiativ vill att deras konstruktioner ska dimensioneras för högre laster än vad som behövs enligt regelverk.

## 4.7 Sammanställning referensbyggnad

I Tabell 5 presenteras resultaten från EKS 10, EKS 11 samt 1992-1-1. Riskanalysen resulterade i att en miniminivå av robusthet ska införas, med andra ord de krafter som erhöles från 1992-1-1. Referensbyggnadens planlösning var inte optimal för metoden alternativ lastväg. Stora spännvidder gjorde att kollapsområdet inte kunde överbryggas och därmed förespråkas någon av de andra metoderna för att försöka uppnå en robust byggnad. Däremot garanterar det inte att byggnaden har ett robust verkningssätt vid en eventuell exceptionell händelse.

Tabell 5 Sammanställning av erforderliga dragband för föreskrivna metoder.

<b>Dragband</b>	<b>EKS 10 – Indirekt metod</b>	<b>1992-1-1</b>	<b>EKS 11 – Indirekt metod</b>
Inre horisontellt	198 kN	163 kN	68 kN
Yttre horisontellt	99 kN	82 kN	34 kN
Horisontell förankring	30 kN/m	20 kN/m	19 kN/m
Vertikalt (inre pelare)	37 kN/m	37 kN/m	38 kN/m
Vertikalt (yttre pelare)	19 kN/m	19 kN/m	19 kN/m
Inre vinkelrätt upplagslinjerna	30 kN/m	20 kN/m	19 kN/m
Elementfogar	-	-	44 kN/m

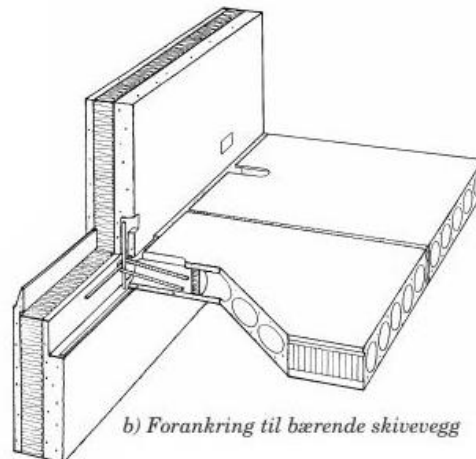
Man kan se att delar av kraven på dragbands kapacitet har sänkts betydligt i den nya remissen för EKS 11 jämfört med både aktuellt gällande EKS 10 och betongnorm.





## 5 Detaljutformning

För att uppnå en redundant byggnad som kan motstå exceptionella händelser och fortskridande ras, är det av stor vikt att välja en lämplig utformning på detaljer för sammankoppling av de prefabricerade betonelementen. Lämpliga utformningar innebär att kopplingarna har ett duktilt, det vill säga ett segt verknings sätt, där varje komponent av detaljen är lika seg. Detaljens kapacitet är inte högre än den svagaste länken.



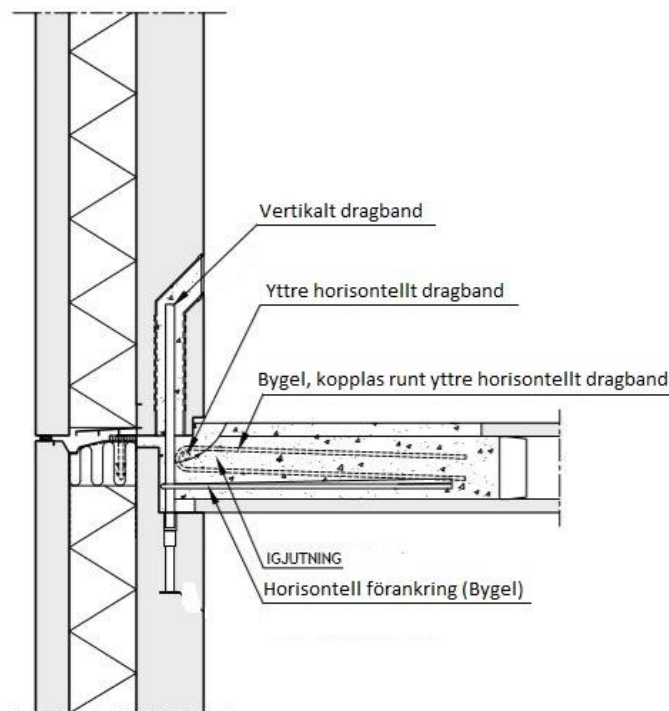
Figur 32 Utformning av koppling mellan bärande vägg och HDF-bjälklag (Betong Elementforeningen, 2018).

En anledning till att brister i utformningen av kopplingar uppstår kan hänföras till den bristande vägledningen som ges i normer. I SS-EN 1991-1-7 (2006) beskrivs endast att dragbanden ska vara kontinuerliga runt bjälklagets omkrets. SS-EN 1992-1-1 (2005) beskriver på liknande sätt hur kraftöverföring mellan inre och yttre dragband ska kunna säkerställas. Samt att sammanhållningsarmeringen kan förläggas helt i pågjutningsbetong eller i fogar mellan element. Däremot sägs det inget om önskat verknings sätt eller förslag på lämplig utformning för att säkerställa dess funktion. På grund av det upptäcks ofta mindre lämpliga utformningar och en del antaganden ifrågasätts. Vanliga problem för kopplingen mellan HDF-bjälklag och sandwichelement som har upptäckts i olika detaljlösningar listas nedan.

- Den horisontella armeringen läggs i pågjutning vilket gör att risken för att den spjälkas bort och blir verkningslös vid en exceptionell händelse är stor. Trots det är det idag godkänt enligt SS-EN 1992-1-1, 9.10.3.
- Förankringsarmering (mellan bjälklag och vägg) som läggs i den injicerade betongen av ett HDF-bjälklag förutsätts ha tillräcklig förankringslängd för att klara av kraftöverföring från armering till bjälklag. Hur effektiv denna lösning är finns ingen dokumentation på. Man kan tänka sig att det ger upphov till ett sprött brott vid en exceptionell händelse.
- I många utformningar saknas koppling som säkerställer kraftöverföring mellan den yttre och inre horisontella sammanhållningsarmeringen.
- Prefableverantörer har ofta standardlösningar – är de testade och kan dess funktion garanteras?

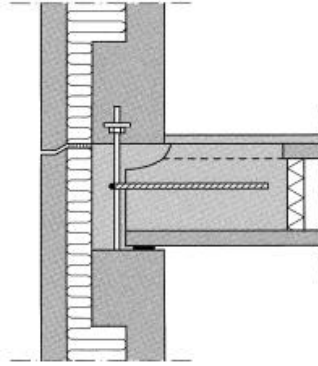
Hur effektiva olika detaljlösningar är går inte att verifiera utan att man testat varje enskild detaljlösning. Idag finns det begränsat med dokumenterade tester. I en rapport från Regan (1975) testades fyra olika detaljlösningar för prefabricerade element. Slutsatsen han kom fram till var att det inte utifrån dessa tester går att ge några praktiska rekommendationer, utan att det krävs ett mer omfattande arbete för att kunna uttala sig.

Nedan presenteras olika detaljutformningar med tillhörande diskussion.



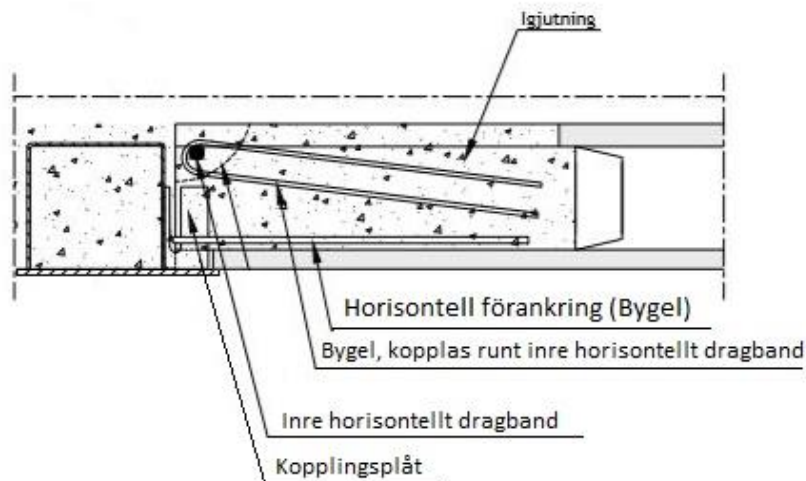
Figur 33 Koppling mellan bärande vägg och HDF-bjälklag för referensbyggnaden.

Kopplingen i Figur 33 användes vid referensbyggnaden Liseberg mellan bjälklag och bärande vägg. Utformningen är ett bra exempel där varje typ av sammanhållningsarmering finns och valet av placering är lämplig. I den injicerade betongen finns två olika typer av dragband. En bygel för att sammankoppla bjälklag med bärande vägg. Samt en bygel som kopplas runt det yttre horisontella dragbandet för att säkerställa kraftöverföring mellan det yttre och inre dragbandet, men även minska risken att förankringsbrott mellan pågjutning och bjälklag uppstår. Det vertikala dragbandet går genom de två väggelementen för att binda samman dem och erhålla ett kontinuerligt dragband från botten till toppen av byggnaden. Den stora frågan är, som för många andra utformningar, om ett tillräckligt duktilt beteende erhålls och om den horisontella armeringen har en tillräcklig förankringslängd för att klara kraftöverföringen till bjälklagselementet.



Figur 34 Koppling mellan bärande vägg och HDF-bjälklag med sämre utformning än den för referensbyggnaden (Betong Elementforeningen, 2018).

I detaljen i Figur 34 ovan, där samma typ av prefabricerade element använts som i projektet Liseberg, saknas det horisontella yttre dragbandet som ska ligga vinkelrätt upplagsriktningen. Dessutom har det vertikala dragbandet en sämre förmåga att fungera kontinuerligt mellan våningarna eftersom den inte förankras på samma sätt i underliggande väggelement.



Figur 35 Koppling mellan inre bärande hattbalk och HDF-bjälklag för referensbyggnaden.

I Figur 35 visas kopplingen i centrubärlinjen från referensbyggnaden Liseberg, där används en hattbalk att lägga upp bjälklaget på. Här är det av stor vikt att kraft kan överföras till hattbalken från de horisontella dragbanden. I den aktuella utformningen har en påsvetsad kopplingsplåt används för att säkerställa kraftöverföringen vilket kan anses som en bra utformning då det skapas en kontinuerlig lastväg från den ena sidan till den andra.



## 6 Diskussion

Det är viktigt att enas om en gemensam metod för att minska förvirringen i branschen kring robusthet. Metodens syfte ska vara att generera robusta byggnader och förespråka effektiva lösningar. Frågan är om dagens schablonlösningar är tillräckligt generella för att tillgodose önskade egenskaper för alla typer av byggnadsverk. En metod där ingenjörsmässiga lösningar uppmuntras anser vi har större chans att generera robusta byggnader, samtidigt krävs en djupare förståelse hos konstruktören. Förståelse för byggnaden som system är viktig, därför är dagens metoder bristfälliga. Där analyseras byggnaders bärande system på elementnivå och inte på en global nivå. En riskanalys där en lämplig metod och system bestämts visar att den globala aspekten tagits med i utredningen. En riskanalys hade kunnat resultera i en lösning där byggnaden sektioneras för att minimera risken för fortskridande ras eller åtminstone isolera skadan.

Att kraven generellt har sänkts i remissutgåvan för EKS 11 kan bero på intressentpåverkan från bland annat betongbranschen. Med lägre krav på olika typer av sammanhållande åtgärder blir priserna på systemen billigare och därmed gynnas verksamheterna. Att olika intressenter har så pass stor inverkan på byggnormen kan tyckas underligt.

Robusthet är ett område där man har svårt att motivera samhällsnyttan för de kostnader som robusthetsökande åtgärder innebär. Detta eftersom det är svårt att påvisa att de ökade åtgärderna verkligen gör nytta vid en eventuell okänd påverkan. På grund av detta kan man ställa sig kritisk till de schablonmässiga metoder som finns. För metoder såsom alternativ lastväg, som speglar verkligheten bättre, kan man tänka sig att de ger mer nytta och därmed lättare att motivera de ytterligare kostnader som de robusthetsökande åtgärderna ger.

Att få en ökad diskussion kring robusthet tidigt i projekteringsprocessen skulle troligtvis innebära att det kan väljas en mer lämpad utformning av stomme och planlösning samtidigt som smarta materialval kan göras. Detta i sin tur kan sänka kostnader berörande robusthet. För att nå dit krävs att alla aktörer besitter kunskap inom området. Ett steg för att gynna denna utveckling skulle kunna vara undervisning, både ute i branschen men även under universitetsutbildning.

Eurokods definition på en byggnad med bärande väggar är där den vertikala lasten bärs av murade väggar i minst två riktningar. En del av dagens problematik kring robusthet är därmed att de regler som finns inte är anpassade för Sveriges byggsystem, eftersom andra materialval är mer vanligt vid det stomutförandet. Enligt Eurokod innefattas därmed inte referensbyggnaden per definition av reglerna för bärande väggar, trots att stommen utgörs av detta.

Det finns olika tolkningar för hur metoder ska kombineras. I vårt fall där arean överstiger gränsen för lokal skada gör vi tolkningen att man antingen kan använda indirekt metod för sig själv och införa horisontella och vertikala dragband, alternativt verifiera alternativ lastväg. Eftersom arean överskrider maximal tillåten kollapsarea skall det fiktivt borttagna elementet vid alternativ lastväg dimensioneras som väsentlig bärverksdel. I detta fall skulle alltså mittväggen dimensionerats som en väsentlig bärverksdel.

Om metoden väsentlig bärverksdel behöver användas i kombination med någon annan typ av sammanhållningsarmering framgår inte tydligt i Eurokod. En uppfattning är att man borde använda en viss mängd sammanhållande armering i kombination för att erhålla en robust byggnad i stort.

Detta då vi trots allt inte vet vad för typ av scenario vi dimensionerar för. En annan vanlig tolkning som använts ute i branschen är att vid en kollapsarea som överskrider tillåten storlek på lokalt brott, kan vertikala dragband ersättas med ett vertikalt bärande element dimensioneras som väsentlig bärverksdel.

Hanteringen av okända olyckslaster i SS-EN 1991-1-7 (2006) ska inte tillämpas enligt den remiss på EKS11 (2018) som Boverket gått ut med. Enligt vårt resultat ger remissen inget mervärde gentemot 1992-1-1 (2005) 9.10. Dragkraftskapaciteten är sänkt till en låg nivå när tunga material används, vilket innebär att betongnormens krav kommer att bli dimensionerande i majoriteten av fallen. Undantag finns då ovanligt stora centrumavstånd används i den yttre bärlinjen. Att arbeta fram ett generellt sätt att bestämma dragbandskapaciteten oberoende av material och stomsystem känns opassande bedömt efter aktuellt förslag. Ett förslag på lösning är att införa en faktor som tar hänsyn till material istället för att göra en specifik generell formel. Alternativt att införa ett avsnitt som behandlar robusthet i respektive materials norm.

## 7 Slutsats

Robusthet är ett komplext problem som är tidkrävande och svårt att verifiera. De val och antaganden som görs vid de olika dimensioneringsmetoderna kan ha stor betydelse för resultatet. Därmed är det av stor vikt att konstruktören har god förståelse för de påföljder som antaganden och gjorda val kan ge. Vår uppfattning är att man inte får någon djupare förståelse för begreppet robusthet eller dimensioneringsmetoder för kända och okända olyckslaster under sin utbildning. Ett så pass komplext ämne som robusthet kräver erfarenhet och förståelse för att hanteras på ett korrekt sätt. Det verkar även spegla kunskapsnivån och uppfattningen ute i branschen till stor del.

De regler som är gällande idag är inte anpassade för bärande system bestående av prefabricerade betongelement utan platsgjuten armerad betong. Vid platsgjutna system erhålls robusthet mer naturligt medan för prefabricerade system krävs en tydligare vägledning och hantering av problemet, framförallt gällande elementens kopplingar. Dagens byggmetoder ger även armeringen ett mer sprött brottbeteende samt sämre energiabsorberingsförmåga. Detta gör att överbrygningsförmågan genom exempelvis linverkan missgynnas.

Vägledningen och kraven i nya EKS 11 (2018) kommer troligtvis att uppfattas som tydligare och lättare att förstå än de som ges i EKS 10 (2016). De nya schablonreglerna ger betydligt lägre dragkraftskapacitet än tidigare. För många av dragbanden innebär nya EKS 11 att omkring 1/3 av dagens kapacitet erhålls. Vi är kritiska till att detta tillvägagångssätt skulle skapa mer robusta byggnader än tidigare. Schablonmässiga metoder kollar inte på byggnadsverket som system, därför ställer vi oss frågan hur metoden kan verifiera en robust byggnad, jämfört med förslagsvis metoden alternativ lastväg som speglar verkligheten på ett bättre sätt. Troligtvis kan vissa metoder vara mer passande för olika typer av byggnader än andra. Om en riskanalys utförs kan både metod och utformning av det bärande systemet anpassas i ett tidigt skede, samtidigt krävs det ett mer omfattande projekteringsarbete.

I arbetets slutskede presenterades en ny remissutgåva för EKS 11 där man delvis gått tillbaka till de metoder som finns i SS-EN 1991-1-7 Bilaga A (2006). Däremot skiljer sig fortfarande kraven på dragbandskapaciteterna för de schablonmässiga formlerna och förstoringfaktorn kvarstår vid användning av metoden väsentlig bärverksdel.

### 7.1 Vidare studier

En stor del av problematiken gällande prefabricerade betongkonstruktioner och robusthet berör elementens kopplingar. Det finns idag bristfälligt med dokumentation inom detta område. Därför skulle laborativa tester på detaljutformningar utsatta för olyckslaster vara en bidragande del i att verifiera olika detaljers faktiska egenskaper.





## 8 Referenser

Betong Elementforeningen, 2018. *BETONGELEMENTBOKEN PÅ NETT*. [Online] Available at: <http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html> [Använd 2018].

Boverket, 1994. *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*. 1:1 red. Karlskrona: Boverket, byggavdelningen.

Byfield, M., Mudalige, W., Morison, C. & Stoddart, E., 2014. A review of progressive collapse research and regulations. *Structures and Buildings*, 167(SBB), pp. 447-456.

Centre for the Protection of National Infrastructure, 2011. *Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse*. London: Department for Communities and Local Government.

COST Action TU0601, 2011. *Robustness of Structures*, Brussels: COST .

EKS 10, 2016. *Boverkets författningssamling*. BFS 2015:6 red. Karlskrona: Boverket.

Engström, B., 1992. *Ductility of tie connections in precast structures*, Göteborg: Chalmers tekniska högskola.

fib, 2008. *Structural connections for precast concrete buildings. Bulletin 43*. Lausanne: Fédération internationale du béton.

fib, 2012. *Design of precast concrete structures against accidental actions: Guide to good practice. Bulletin 63*. Lausanne: Fédération internationale du béton.

Husson, W., 2018. *Väsentlig bärverksdel - Lastökning ekvivalent till en horisontell kraft*, Luleå: ProDevelopment i Sverige AB .

Institution of Structural Engineers, 2010. *Practical Guide to Structural Robustness and Disproportionate Collapse in Buildings*. London: The Institution of Structural Engineers.

Institution of Structural Engineers, 2013. *Manual for the systematic risk assessment of high-risk structures against disproportionate collapse*. London: The Institution of Structural Engineers.

Kaplan, S. & Garrick, B. J., 1981. On the quantitative definition of risk. *Risk analysis*, 1(1), pp. 11-27.

Konstruktionsteknik LTH, 2017. *Byggnaders robusthet*. Lund: Opublicerat manuskript.

Mattsson, B., 2018. *Boverket [Intervju] (20 februari 2018)*.

Moore, D. D. B., 2002. *The UK and European Regulations for Accidental Actions*, Washington DC: National Institute of Building Sciences.

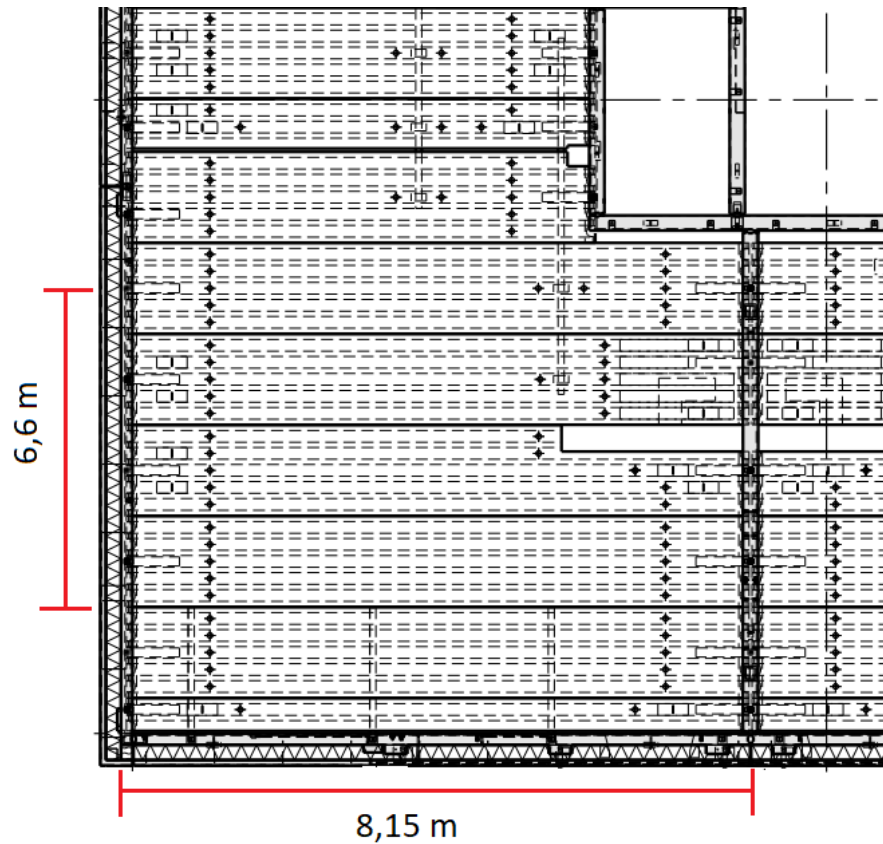
Nethercot, D. A., 2011. Design of Building Structures to Improve their Resistance to Progressive Collapse. *Procedia Engineering*, 14(1877-7058), pp. 1-13.

- Pearson, C. & Delatte, N., 2005. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 19(2), pp. 172-177.
- Regan, P., 1975. Catenary action in damaged concrete structures. *Industrialized concrete construction*, Volym 48, pp. 191-224.
- Remissutgåva av EKS 11, 2018. *Boverkets författningssamling*. Karlskrona: Boverket.
- SS-EN 1990, 2002. *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Bryssel : European Committee for Standardization .
- SS-EN 1991-1-7, 2006. *Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslast*. Bryssel: European Committee for Standardization.
- SS-EN 1992-1-1, 2005. *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*. Bryssel: European Committee for Standardization.
- Starossek, U., 2006. *Progressive collapse of structures*. Invited Lecture at The conference of the Structural Engineering Committee of the Korean Society of Civil Engineers, Hamburg University of Technology (TUHH) - Structural Analysis and Steel Structures Institute.
- Starossek, U. & Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of performance of constructed facilities*, 24(6), pp. 519-528.
- Starossek, U. & Haberland, M., 2012. Robustness of structures. *Int. J. Lifecycle Performance Engineering*, 1(1), pp. 3-21.
- Statens haverikommission (SHK) , 2013. *Slutrapport RO 2013:03 - Husras på Aulingatan i Ystad, Skåne län, den 25 maj 2012*, Stockholm: Statens haverikommission.
- US DoD, 2009. *UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse*. Washington DC: US Department of defense.

# Bilaga I

## Indirekt metod EKS 10

Den första metod som har analyserats är de föreskrivna regler som ges i SS-EN 1991-1-7 (2006) Bilaga A. Nedan presenteras vilken kapacitet respektive dragband har dimensionerats för. Beräkningarna görs i enlighet med avsnitt 3.1.2.1. Laster och spännvidder som använts hittas i avsnitt 4.1.1.



### Horisontella dragband längs kant

Den dimensionerande kraft som det yttre dragbandet har dimensionerats för.

$$T_p = 0,4(3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 8,15 \cdot 6,6 = 99 \text{ kN} > 75 \text{ kN} \rightarrow 99 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 1})$$

### Inre dragband

Det inre dragbandet parallellt upplagslinjen har dimensionerats för en dragkraft på.

$$T_i = 0,8(3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 8,15 \cdot 6,6 = 198 \text{ kN} > 75 \text{ kN} \rightarrow 198 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 2})$$

Vinkelrätt upplagslinjerna har förbandet dimensionerats för en dragkapacitet på.

$$q_i = \frac{T_i}{L} = \frac{198}{6,6} = 30 \text{ kN/m}$$

## Vertikala dragband

De bärande väggarna förses med kontinuerliga dragband från grunden till taknivå. Dragbandet ska kunna uppta en dimensionerande kraft som utgörs av den största reaktionskraften på vertikalt bärande element, pelare eller vägg, från en godtycklig ovanförliggande enskild våning. Samtliga bärande väggar förses med dragband, detta innebär både ytterväggar och de i den bärande centrumlinjen. Dimensionerande dragkraft i respektive dragband blev.

### Bärande väggar i yttre bärlinjen

$$T_{vp} = (3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 0,5 \cdot 8,15 = 19 \text{ kN/m}$$

### Bärande väggar längs centrumlinjen

$$T_{vl} = (3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 8,15 = 37 \text{ kN/m}$$

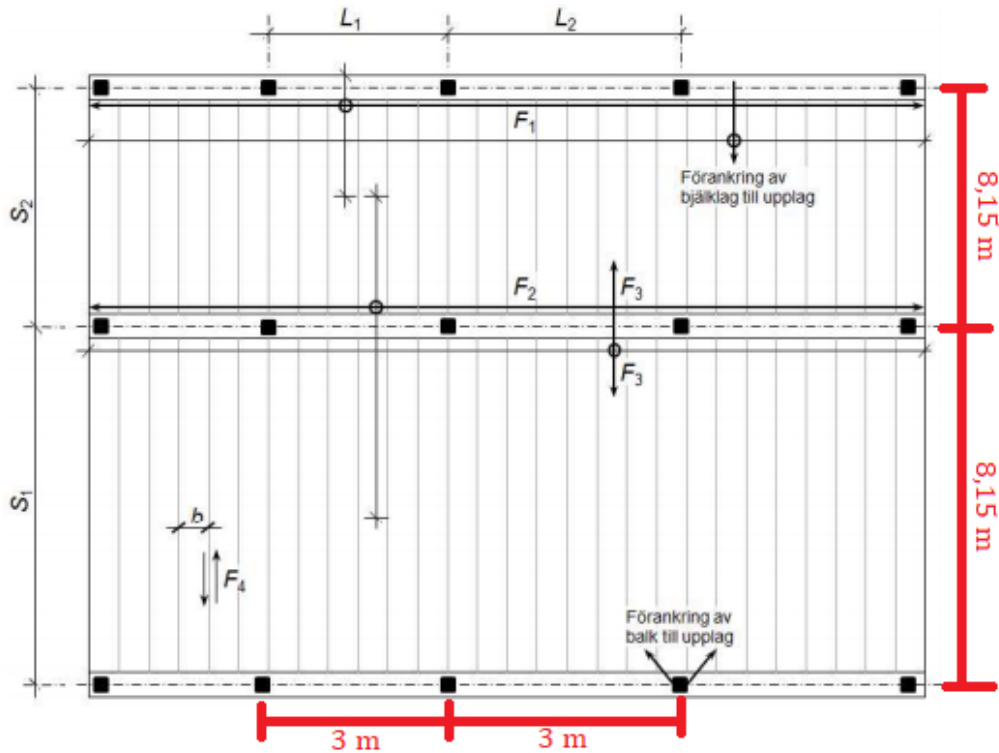
### Horisontell förankring av bjälklag till vägg

Samtliga bjälklag ska förankras horisontellt i vägg vid kant för att föra över krafter som förutsätts tas upp i de inre dragbanden och föras vidare ner i grunden. Den dimensionerande kraft som bjälklaget ska förankras med per meter blev.

$$T_f = 0,8 \cdot (3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 8,15 = 30 \text{ kN/m}$$

## Indirekt metod – Remissutgåva av EKS 11

I nya EKS 11 har helt nya metoder och föreskrifter presenterats kring hur olyckslaster ska hanteras. Byggnadsverket Liseberg är en byggnad i konsekvensklassen C enligt den nya EKS 11. Detta innebär att horisontella och vertikala förband behöver anordnas. Följande beräkningar är gjorda enligt avsnitt 3.2. Laster och spännvidder som använts hittas i avsnitt 4.1.1.



Enligt EKS 11 ska termen  $(L_1 + L_2)$  i de fall den vertikala bärningen utgörs av väggar sättas till  $3 + 3$  meter. Spännvidden  $s$  är den samma som för EKS 10 och kan ses i figur ovan.

### Horisontella dragband längs kant

Dragbandet som kontinuerligt omsluter bjälklaget har en dragkraftskapacitet på.

$$F_1 = 0,15 \cdot (3 + 3) \cdot 8,15 \cdot (3,6 + 0,5 \cdot 2) = 34 \text{ kN} > 20 \text{ kN} \rightarrow 34 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 16})$$

### Inre dragband

Varje enskilt bjälklag ska förses med kontinuerliga inre dragband i två vinkelräta riktningar. Det inre dragbandet parallellt med upplagslinjerna har en dragkraftskapacitet motsvarande.

$$F_2 = 0,15 \cdot (3 + 3) \cdot (8,15 + 8,15) \cdot (3,6 + 0,5 \cdot 2) = 68 \text{ kN} > 40 \text{ kN} \rightarrow 68 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 17})$$

De inre dragbanden vinkelrätt upplagslinjerna anordnas på ett sådant sätt att dragkraftskapaciteten blir kontinuerlig över stöden. De inre dragbanden vinkelrätt mot upplagslinjerna har en dragkraftskapacitet per meter på.

$$F_3 = 0,5 \cdot 8,15 \cdot (3,6 + 0,5 \cdot 2) = 19 \text{ kN/m} \quad (\text{Ekv. 18})$$

## Elementfogar

Elementfogen som ska överföra dragkrafter vinkelrätt fogens riktning skall ha en kapacitet på.

$$F_4 = 4 \cdot 2,4 \cdot (3,6 + 0,5 \cdot 2) = 44 \text{ kN/m} \quad (\text{Ekv. 19})$$

## Vertikala dragband

Samtliga bärande väggar förses med kontinuerliga dragband från grunden till taknivå, det innebär både ytterväggar och väggar i den bärande centrumlinjen. Dragbandet ska kunna uppta en dimensionerande kraft som utgörs av den största reaktionskraften på vertikalt bärande element, pelare eller vägg, från en godtycklig ovanförliggande enskild våning. Den dimensionerande kraft för respektive dragband blev.

### Bärande väggar i yttre bärlinjen:

$$F_{vp} = (3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 0,5 \cdot 8,15 = 19 \text{ kN/m}$$

### Bärande väggar längs centrumlinjen:

$$F_{vl} = (3,6 + 0,5 \cdot 2) \cdot 8,15 = 38 \text{ kN/m}$$

## Horisontell förankring av bjälklag till vägg

Bjälklag och andra horisontellt bärande bärverksdelar ska förankras till sina upplag för att kunna föra vidare de krafter som förutsätts tas upp i de inre dragbanden vidare ner i grunden. Kraften som bjälklaget förankras med per meter blev.

$$F_F = 0,5 \cdot 8,15 \cdot (3,6 + 0,5 \cdot 2) = 19 \text{ kN/m} \quad (\text{Ekv. 18})$$

## Bilaga II

### Alternativ lastväg Linverkan

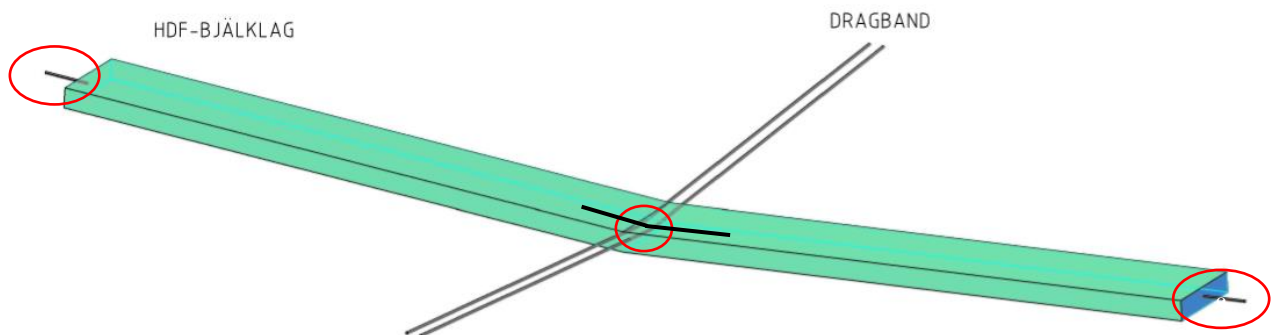
#### Olinjär statisk analys

En förenkling som gjordes var att den utbredda lasten som verkar på bjälklaget ses som en punktlast där det fiktivt borttagna väggelementet stod, en förenkling som anses vara på säkra sidan.

Den maximala förskjutningen som överbyggnaden kan klara av beror på vilken brottmekanism som uppkommer först. För dragbrott i armeringen bestäms den maximala förskjutningen enligt avsnitt 3.1.4.2. Då kamstänger används antogs töjningen ske i sprickorna och inte längs med hela längden, med samma motivering som tidigare kring deras goda vidhäftningsförmåga.

Linverkan antas ske i två vinkelräta riktningar, dels i det inre horisontella dragbandet samt i den horisontella förankringen mellan stomme och bjälklag, se Figur 29. Då den bärande väggen som elimineras i analysen har en influensarea som överstiger 15 % av bjälklagets totala area, ska den även dimensioneras som väsentlig bärverksdel. Den dimensioneringen kommer inte att visas.

#### Analys av horisontell förankring mellan bjälklag och stomme:



Förutsättningar för vidare beräkningar presenteras nedan.

<b>Armering K500B-T</b>	
Diameter $\phi$	10 mm
Elasticitetsmodul $E_s$	200 GPa
Flytgräns $f_{ym}$	560 MPa
<b>Betong C25/30</b>	
Medeltryckhållfastheten $f_{cm}$	33 MPa

Vid bestämning av armeringens egenskaper används tabell C.1 i SS-EN 1992-1-1 (2006), för armeringsstänger i klass B.

Armeringsstänger	Klass B
Minimivärde på $k = (f_u/f_y)_m$	$\geq 1,08$
Gränstöjning vid maximal kraft, $\varepsilon_{um}$ (%)	6

Den maximala vidhäftningsspänningen bestämdes till.

$$\tau_{max} = 2,5\sqrt{33} = 14,4 \text{ MPa} \quad (\text{se Ekv. 5})$$

Sprickornas utbredning vid flytning bestämdes enligt ekvationen nedan. Spänningen i stålet sätts till flytspänningen.

$$w_y = 0,576 \left( \frac{10 \cdot (560 \cdot 10^6)^2}{14,4 \cdot 10^6 \cdot 200 \cdot 10^9} \right)^{0,714} + \frac{560 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} \cdot 4 \cdot 10 = 0,61 + 0,11 = 0,73 \text{ mm} \quad (\text{Ekv. 5})$$

Längden på den plastiska zonen,  $l_{t,pl}$ , i armeringen bestämdes enligt ekvationerna som följer. Observera att det ger totala utbredningen på bägge sidor om sprickan.

$$\tau_{bm,pl} = 0,68\sqrt{33} = 3,9 \text{ MPa} \quad (\text{se Ekv. 6})$$

$$f_u = 560 \cdot 10^6 \cdot 1,08 = 605 \text{ MPa}$$

$$l_{t,pl} = \frac{605 \cdot 10^6 - 560 \cdot 10^6}{3,9 \cdot 10^6} \cdot \frac{10}{4} = 28,7 \text{ mm} \quad (\text{Ekv. 6})$$

Den maximala sprickbredden, vid brott, bestämdes sedan. Töjningen i stålet sattes till brotttöjningen,  $\varepsilon_{uk}$ .

$$w_u = 28,7 \cdot 0,06 + 0,73 = 2,45 \text{ mm} \quad (\text{Ekv. 7})$$

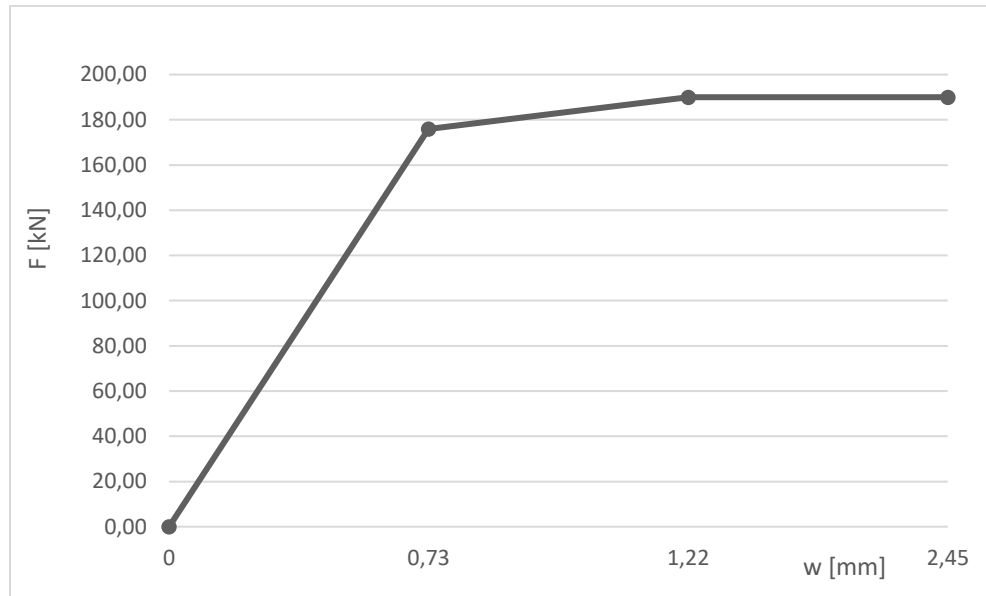
Utifrån förskjutningarna,  $w_y$  och  $w_u$ , bestäms arbetskurvan för kopplingen. I den plastiska zonen modelleras kurvan linjärt mellan  $w_y$  och  $0,5w_u$  och konstant mellan  $0,5w_u$  och  $w_u$ .

För aktuell förankringsarmering,  $4\phi 10$ , bestäms flyt- och brottkraft.

$$F_y = A_s f_y = 4 \cdot 0,005^2 \cdot \pi \cdot 560 \cdot 10^6 = 176 \text{ kN}$$

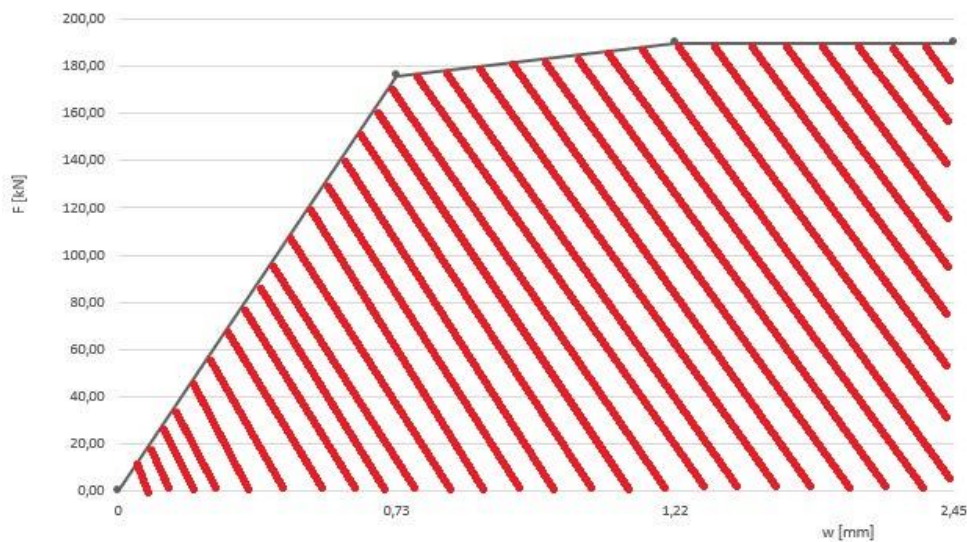
$$F_u = F_y \cdot \frac{f_u}{f_y} = 176 \cdot 1,08 = 190 \text{ kN}$$





För att bestämma konstruktionens dynamiska kapacitet bestäms först den energi som kan lagras i ett dragband,  $W_{int}$ , det görs genom att beräkna arean under arbetskurvan i diagrammet ovan.

$$W_{int} = 387 \text{ Nm} \quad (\text{Ekv. 10})$$



Motsvarande relativa energi blir.

$$\xi(w) = \frac{387}{190 \cdot 2,45} = 0,83 \quad (\text{Ekv. 11})$$

I och med att det bildas tre sprickor kommer dragbandet att lagra energi på tre ställen. Detta innebär att det totala inre arbetet blir.

$$W_{inre,tot} = 3 \cdot W_{int} = 3 \cdot 387 = 1161 \text{ Nm}$$



Det bildas tre sprickor längs upplagslinjen när pelaren kollapsar, innebär det att den totala horisontella töjningen kan beräknas med utgångspunkt från maximal sprickbredd till.

$$\Delta l = 3 \cdot w_u = 3 \cdot 2,45 = 7,3 \text{ mm}$$

Den maximala vertikala deformationen,  $\Delta_{crit}$ , kan då bestämmas genom Pythagoras sats.

$$\Delta_{crit} = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 - l^2} = \sqrt{\left(8,15 + \frac{0,0073}{2}\right)^2 - 8,15^2} = 0,24 \text{ m}$$

Den dynamiska kapaciteten bestäms.

$$N_{dyn} = \frac{W_{inre,tot}}{\Delta_{crit}} = \frac{1161}{0,24} \approx 5000 \text{ N} = 5 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 15})$$

Kapaciteten parallellt upplagslinjen bestäms enligt:

$$R_{dyn} = \frac{5}{6,6} = 0,7 \text{ kN/m}$$

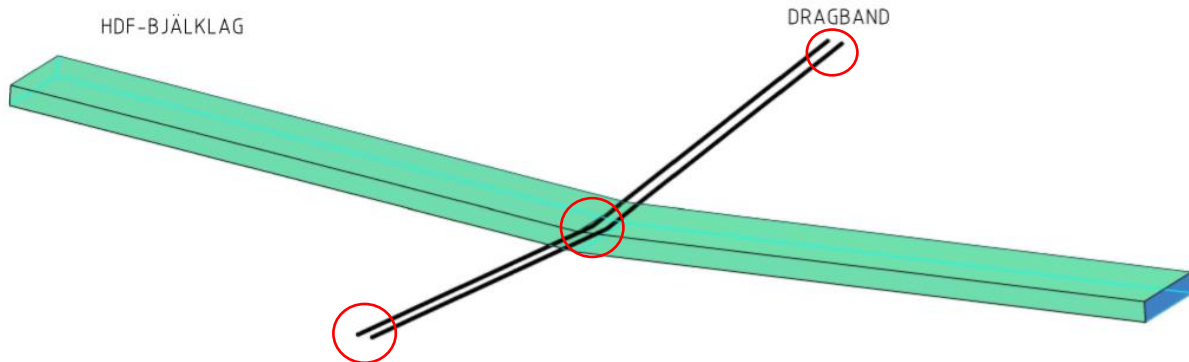
Den statiska kapaciteten beräknas genom jämvikt i deformerat tillstånd i enlighet med följande ekvation.

$$N_{stat,max} = 2 \cdot \frac{0,24}{(8,15+0,24)} \cdot 190 = 11 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 3})$$

Kapaciteten parallellt upplagslinjen bestäms enligt:

$$R_{stat,max} = \frac{11}{6,6} = 1,7 \text{ kN/m}$$

## Analys av horisontellt inre dragband:



Förutsättningar för vidare beräkningar presenteras nedan.

<b>Armering K500B-T</b>	
Diameter $\phi$	20 mm
Elasticitetsmodul $E_s$	200 GPa
Flytgräns $f_{ym}$	560 MPa
<b>Betong C25/30</b>	
Medeltryckhållfastheten $f_{cm}$	33 MPa

Vid bestämning av armeringens egenskaper används tabell C.1 i SS-EN 1992-1-1 (2005), för stänger i klass B.

<b>Armeringsstänger</b>	Klass B
Minimivärde på $k = (f_u/f_y)_m$	$\geq 1,08$
Gränstörning vid maximal kraft, $\epsilon_{um}(\%)$	6

Den maximala vidhäftningsspänningen bestäms med hjälp av följande ekvation.

$$\tau_{max} = 2,5\sqrt{33} = 14,4 \text{ MPa} \quad (\text{se Ekv. 5})$$

Sprickornas utbredning vid flytning bestämdes enligt nedan. Spänningen i stålet sätts till flytspänningen.

$$w_y = 0,576 \left( \frac{20 \cdot (560 \cdot 10^6)^2}{14,4 \cdot 10^6 \cdot 200 \cdot 10^9} \right)^{0,714} + \frac{560 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} \cdot 4 \cdot 20 = 1 + 0,22 = 1,23 \text{ mm} \quad (\text{Ekv. 5})$$

Längden på den plastiska zonen,  $l_{t,pl}$ , i armeringen bestämdes med hjälp av beräkningen som följer. Observera att det ger totala utbredningen på bägge sidor om sprickan.

$$\tau_{bm,pl} = 0,68\sqrt{33} = 3,9 \text{ MPa} \quad (\text{se Ekv. 6})$$

$$f_u = 560 \cdot 10^6 \cdot 1,08 = 605 \text{ MPa}$$

$$l_{t,pl} = \frac{605 \cdot 10^6 - 560 \cdot 10^6}{3,9 \cdot 10^6} \cdot \frac{20}{4} = 57,3 \text{ mm} \quad (\text{Ekv. 6})$$

Den maximala sprickbredden, vid brott, bestämdes sedan. Töjningen i stålet sattes till brotttöjningen,  $\varepsilon_{uk}$ .

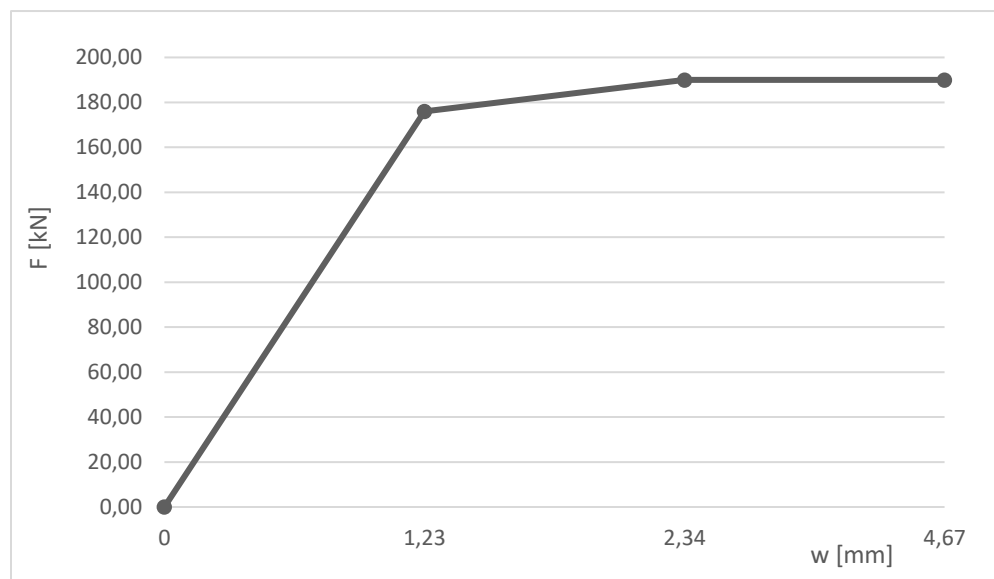
$$w_u = 57,3 \cdot 0,06 + 1,23 = 4,7 \text{ mm} \quad (\text{Ekv. 7})$$

Utifrån förskjutningarna,  $w_y$  och  $w_u$ , bestäms arbetskurvan för kopplingen, se diagrammet nedan. I den plastiska zonen modelleras kurvan linjärt mellan  $w_y$  och  $0,5w_u$  och konstant mellan  $0,5w_u$  och  $w_u$ .

För aktuell förankringsarmering,  $1\phi 20$ , bestäms flyt- och brottkraft.

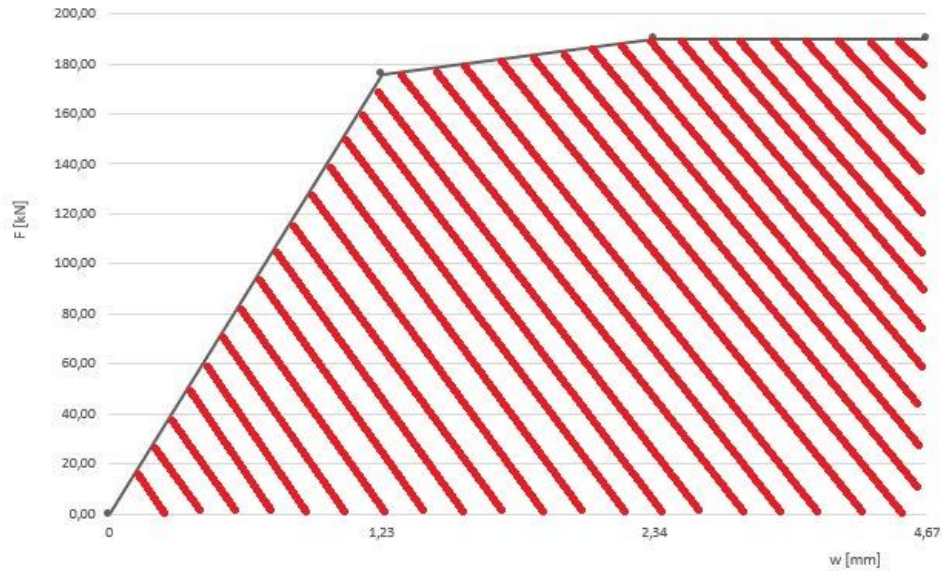
$$F_y = A_s f_y = 0,01^2 \cdot \pi \cdot 560 \cdot 10^6 = 176 \text{ kN}$$

$$F_u = F_y \cdot \frac{f_u}{f_y} = 176 \cdot 1,08 = 190 \text{ kN}$$



För att bestämma konstruktionens dynamiska kapacitet bestäms först den energi som kan lagras i ett dragband,  $W_{int}$ , det görs genom att beräkna arean under arbetskurvan i diagrammet nedan.

$$W_{int} = 754,5 \text{ Nm} \quad (\text{Ekv. 10})$$



Motsvarande relativa energi blir.

$$\xi(w) = \frac{754}{190 \cdot 4,7} = 0,85 \quad (\text{Ekv. 11})$$

I och med att det bildas tre sprickor kommer dragbandet att lagra energi på tre ställen. Detta innebär att det totala inre arbetet blir.

$$W_{inre,tot} = 3 \cdot W_{int} = 3 \cdot 754 = 2262 \text{ Nm}$$



I och med att det bildas tre sprickor längs upplagslinjen när pelaren kollapsar, innebär det att den totala horisontella töjningen kan beräknas med utgångspunkt från maximal sprickbredd till.

$$\Delta l = 3 \cdot w_u = 3 \cdot 4,7 = 14 \text{ mm}$$

Den maximala vertikala deformationen,  $\Delta_{crit}$ , kan då bestämmas genom Pytagoras sats.

$$\Delta_{crit} = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 + l^2} = \sqrt{\left(6,6 + \frac{0,014}{2}\right)^2 + 6,6^2} = 0,3 \text{ m}$$

Den dynamiska kapaciteten beräknas.

$$N_{dyn} = \frac{W_{inre,tot}}{\Delta_{crit}} = \frac{2262}{0,3} \approx 7000 \text{ N} = 7 \text{ kN} \quad (\text{Ekv.15})$$

Kapaciteten vinkelrätt upplagslinjen bestäms enligt:

$$R_{stat,max} = \frac{7}{6,6} = 1,1 \text{ kN/m}$$

Den statiska kapaciteten bestäms genom jämvikt i deformerat tillstånd i enlighet med följande beräkning.

$$N_{stat,max} = 2 \cdot \frac{0,3}{(6,6+0,014)} \cdot 190 = 17 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 3})$$

Kapaciteten vinkelrätt upplagslinjen bestäms enligt:

$$R_{stat,max} = \frac{17}{6,6} = 2,6 \text{ kN/m}$$

## Bilaga III

### Sammanhållningsarmering enligt SS-EN 1992-1-1

Beräkningar enligt SS-EN 1992-1-1 har genomförts i enlighet med avsnitt 3.3. Laster och spännvidder som använts hittas i avsnitt 4.1.1. Nedan presenteras vilken kapacitet respektive dragbands har dimensionerats för.

#### Dragband längs kant

Den kraft som det yttre dragbandet ska dimensioneras för bestämdes till.

$$F_{tie,per} = 8,15 \cdot 10 \geq 70 \text{ kN} \rightarrow 82 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 20})$$

#### Inre dragband

Den kraft som det inre dragbandet ska dimensioneras för bestämdes till.

$$F_{tie,int} = 20 \cdot (8,15 + 8,15)/2 \leq 70 \text{ kN} \rightarrow 163 \text{ kN} \quad (\text{Ekv. 21})$$

#### Horisontell förankring av pelare eller vägg

Då referensbyggnaden består av bärande väggar användes  $f_{tie,fac} = 20 \text{ kN/m}$  som kraft för att förankra vägg till bjälklag. Den kraft som bjälklaget ska föra vidare väggelementen blev.

$$F_{tie,fac} = 20 = 20 \text{ kN/m}$$

#### Vertikala dragband

De vertikala dragbandens dimensionerande dragkraftskapacitet bestämdes genom att bestämma lasten från bjälklaget då ett bärande element försvinner. Både de bärande väggarna i centrubärlinjen, samt de i den yttre bärlinjen har försetts med dragband dimensionerade för följande krafter.

#### Bärande väggar i centrubärlinjen

$$F_{vert,int} = 8,15 \cdot 4,6 = 37 \text{ kN/m}$$

#### Bärande väggar i yttre bärlinjen

$$F_{vert,per} = 0,5 \cdot 8,15 \cdot 4,6 = 19 \text{ kN/m}$$



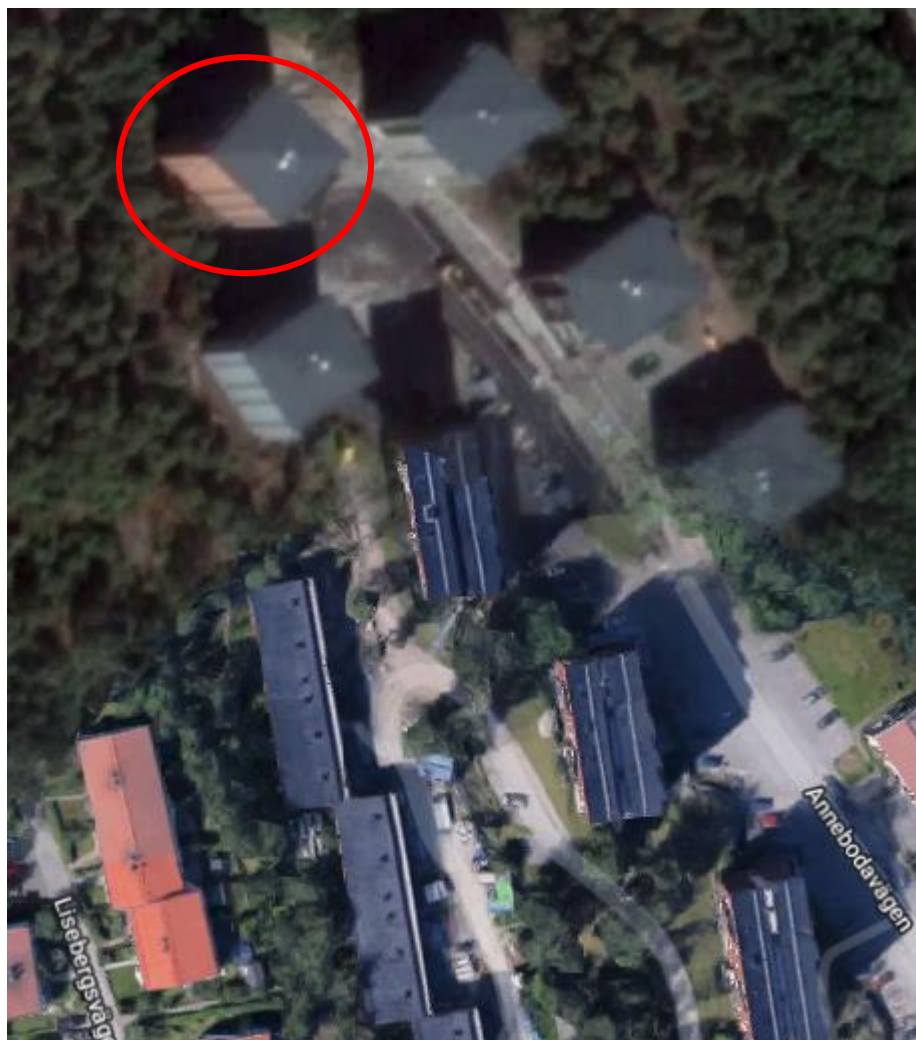


# Bilaga IV

## Systematisk riskanalys

### Liseberg – Älvsjö

Nybyggnation av seniorboende, Hus 4



Upprättad av: Louise Nilsson & Anna Nygård

Datum: 2018-05-02

## Projektbeskrivning

Risakanalysen avser ett av totalt fem hus i ett bostadsprojekt kallat Liseberg. Projektet byggs i ett lugnt område i Älvsjö utanför Stockholm. Byggnaden kommer att brukas som ett seniorboende och kommer drivas av den ideella föreningen Blomsterfonden.

Byggnaden ligger vid en återvändsgränd på Annebodavägen. Endast en av byggnadens sidor ligger mot vändzonen, resterande sidor ligger mot områdets grönområden.

Huset består av 9 våningar med balkonger på två av byggnadens sidor. Byggnaden är grundlagd på platta på mark och pålar. Huset har en rektangulär form på ca 16 x 18 m och en höjd på ca 27 m över marknivå. Byggnaden har inget källarplan.

Byggnadsverkets bärande system utgörs av bärande väggar, i form av sandwichelement och prefabricerade HDF-bjälklag. Även den stabiliserande kärnan utgörs av prefabricerade betongelement.

## Konsekvensklass med hänsyn till robusthet

En systematisk riskanalys krävs för byggnadsverk i konsekvensklass 3 enligt SS-EN 1991-1-7, bilaga A, det aktuella projektet hamnar i klass 2b. Trots det utförs en riskanalys för byggnaden i syfte att gå ifrån dagens gällande Eurokod och se hur utfallet skiljer sig genom att behandla kända och okända olyckslaster med en annan metod.

Tabell A.1 – Indelning i konsekvensklasser.

Konsekvensklass	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.
2a Lågriskgrupp	Enfamiljshus i fem våningar. Hotell i högst fyra våningar. Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar. Kontorsbyggnader i högst fyra våningar. Industribyggnader i högst tre våningar. Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvarea som inte överstiger 1000 m <sup>2</sup> per våning. Envåningsbyggnader avsedda för undervisning. Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvarea som inte överstiger 2000 m <sup>2</sup> per våning.
2b Högriskgrupp	Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar. Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar. Butikslokaler i fyra till femton våningar. Sjukhus i högst tre våningar. Kontorsbyggnader i fem till femton våningar. Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m <sup>2</sup> golvarea per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvarea och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

ANM. 1 Byggnader avsedda för flera olika verksamheter bör hänföras till den högsta konsekvensklassen.

ANM. 2 Vid bestämning av antalet våningar bör källarvåningar ej medräknas förutsatt att källarvåningarna uppfyller kraven för "Konsekvensklass 2b Högriskgrupp".

ANM. 3 Tabell A.1 är inte fullständig och kan komma att justeras.

## Kategoriseringar av påverkningar

Det finns olika typer av påverkningar som ska behandlas vid dimensionering för robusthet. Påverkningarna kategoriseras för att underlätta arbetet. Påverkningar som kan vara aktuella presenteras i tabellen nedan från (Konstruktionsteknik LTH, 2017).

Vid ett sammanträde där alla olika aktörer i projektet var representerade gjordes en utredning av varje kategori och möjlig orsak. Dess sannolikhet och konsekvens kartlagdes och åtgärder för att nå en rimlig risknivå diskuterades.

Kategori				
0	1 Exceptionella påverkningar		2	3
<i>Normala laster</i>	<i>a) Naturliga orsaker</i>	<i>b) Mänskliga orsaker</i>	<i>Medvetna handlingar</i>	<i>Fel i byggprocessen</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Egentyngd</li> <li>•Nyttig last</li> <li>•Trafiklast</li> <li>•Snölast</li> <li>•Vindlast</li> <li>•Hydrauliska laster</li> <li>•Jordtryck</li> <li>•Temperaturlast</li> <li>•Krympning etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Jordbävning<sup>1</sup></li> <li>*Jordskred, -</li> <li>*Stenskred</li> <li>*Tromb,</li> <li>*Orkan,</li> <li>*Cyklon</li> <li>*Lavin</li> <li>*Översvämning</li> <li>*Erosion</li> <li>*Vulkanutbrott</li> <li>*Isstorm etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Påkörning av -vägfordon</li> <li>-tåg</li> <li>-fartyg</li> <li>-flygfarkost</li> <li>•Invändig explosion (gas och damm)</li> <li>*Utvändig explosion</li> <li>*Geoteknisk instabilitet</li> <li>•Invändig brand<sup>1</sup></li> <li>*Utvändig brand<sup>1</sup> etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>*Terroristattentat</li> <li>*Vandalism</li> <li>*Upplopp etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>*Designfel</li> <li>*Utförandefel</li> <li>*Materialfel</li> <li>*Felaktig användning</li> <li>*Brister i underhåll</li> <li>*Brister i kommunikation och organisation etc.</li> </ul>

<sup>1</sup> Behandlas separat i normer och ingår inte i denna vägledning

### Kategori 0 – Normala laster

Kategori 0 beskriver de normala laster som kan beskrivas av tillgänglig statistisk data. Information och hantering av osäkerheter för dessa laster är inarbetade i gällande Eurokoder och EKS. Detta behandlas i projektets konstruktionsdokumentation. Andra osäkerheter kan vara val och tolkning av norm och felmodellering, de bedöms påverka i en liten utsträckning.

### Kategori 1a – Exceptionella påverkningar (Naturliga orsaker)

Exceptionella påverkningar av naturliga orsaker innefattar en rad olika extrema klimathändelser och förändringar av jorden som planet. Nedan behandlas olika påverkningar relaterade till naturliga orsaker.

### **Jordbävning**

Jordbävningar behandlas separat i Eurokod men för byggnader i Sverige appliceras vanligtvis inte dessa. Sannolikheten är mycket låg och anses försumbar.

### **Jordskred, stenscred, tromb, orkan, cyklon och lavin**

Sannolikheten att dessa orsaker inträffar är låg eller anses irrelevant för byggnaden.

### **Översvämning**

Det är sannolikt att det inträffar en översvämning flera/en gång under byggnadens livstid. Påverkan på stabilitet/bärförmåga anses däremot inte stor då byggnaden inte har någon källare.

### **Erosion och vulkanutbrott**

Mycket låg sannolikhet eller irrelevant för byggnaden.

### **Isstorm**

Mycket låg sannolikhet eller irrelevant för byggnaden.

## **Kategori 1b – Exceptionella påverkningar (Mänskliga orsaker)**

Exceptionella påverkningar till följd av mänsklig aktivitet utreds var för sig. Hänsyn tas till den oavsiktliga påverkningen till följd av den mänskliga aktiviteten.

### **Påkörning av vägfordon**

Risken utreds för den sida av byggnaden som vetter ut mot vändplatsen. Resterande sidor har ingen fordonstrafik i nära anslutning.

Husfasaden ligger ca 15 m från vändplatsen och är placerade där körbanan kröker vilket innebär att hastigheten på fordonen är högst begränsad. Eventuellt har körbanan en avskiljande kantsten. Åtgärder krävs om minsta avståndet från konstruktionen till mittlinjen för närmsta körfält, mätt vinkelrät mot trafikens färdriktning ( $d = 15m$ ), är kortare än det säkerhetsavstånd,  $d_b = 10 m$ , som anges i Bilaga C tabell C.2 i Eurokod 1. Om kravet  $d < d_b$  är uppfyllt måste man hantera påkörningen explicit. Någon dimensionering för påkörning av vägfordon behöver inte genomföras då kontrollen av avståndet mellan konstruktion och vägbana resulterade i:  $d > d_b$ . I tabellen nedan presenteras de riktlinjer som presenteras i SS-EN 1991-1-7 (2006) angående dimensioneringsvärde gällande påkörning av fordon.

**Tabell C.2 – Dimensioneringsvärden för fordonsmassa, hastighet och dynamisk påkörningskraft  $F_0$**

Typ av väg	Massa $m$ [kg]	Hastighet $v_0$ [km/h]	Inbromsning $A$ [m/s <sup>2</sup> ]	Påkörningskraft baserad på (C.1) med $v_r = v_0$ $F_0$ [kN]	Avstånd $d_b^a$ [m]
Motorvägar	30 000	90	3	2 400	20
Tätbebyggda områden <sup>b</sup>	30 000	50	3	1 300	10

### ***Påkörning av tåg, fartyg och flygfarkost***

Tåg och fartyg är inte relevant medan risken för en exceptionell påverkning av flygfarkost är försumbar.

### ***Invändig explosion***

Gas och explosiva ämnen hanteras inte i byggnaden. Eventuellt kan boende förvara gasol till olika ändamål men risken för en olycka bedöms som mycket låg.

Trapphuset utgör en utrymningsväg och är placerad i byggnadens stabiliserande kärna. Därför ses trapphusets omslutande bärande väggar som en väsentlig bärverksdel och dimensioneras för en schablonmässig last av 34 kN/m<sup>2</sup> enligt SS-EN 1991-1-7, avsnitt 3.3.

Trapplöpen, vilplan och trappplan dimensioneras inte för explosionslast men väl för övriga normala laster och krav på sammanhållning. Det motiveras med att en eventuell explosionslast kommer att verka på båda sidorna av konstruktionsdelen eftersom respektive sida ligger öppet exponerade i rummet. Dörrar och dörrinfästningar behöver ej heller dimensioneras för denna last. Motiveringen är att en eventuell explosion sannolikt inträffar inuti en lägenhet och att det då är minst 3 st dörrar som skall tryckas bort av tryckvågen innan den når in i trapphuset.

### ***Utvändig explosion***

Farligt gods utanför byggnaden bedöms inte som sannolikt och därmed bedöms risken för en utvändig explosion som låg.

### ***Geoteknisk instabilitet***

Bedöms som låg sannolikhet med de aktuella markförhållandena i projektet.

Grundläggningen är dimensionerad och utförd enligt konstruktionsdokumentation.

### ***Invändig och utvändig brand***

Behandlas i brandskyddsbeskrivning.

## **Kategori 2 – Medvetna handlingar**

Medvetna handlingar innebär avsiktliga påverkningar orsakade av människor.

### ***Terroristattentat, vandalism, upplopp***

Sannolikheten för denna typ av handlingar bedöms som låg då gruppen av människor som bor i huset inte har någon betydelsefull ställning eller liknande. Att dimensionera för denna typ av händelse anses inte stå i proportion till den låga risken.

## **Kategori 3 – Fel i byggprocessen**

### ***Designfel vid projektering***

Designfel behandlas genom K-projektörernas certifierade kvalitetssystem. Både av stomkonstruktör och prefab-konstruktör.

3:de partsgranskning ska genomföras av en oberoende part för att säkerställa att antal fel vid projektering minimeras.

### ***Utförandefel***

Utförandefel behandlas genom entreprenörernas certifierade kvalitetssystem.

### ***Felaktig användning och brister i underhåll***

Föreningen som driver seniorboendet bedöms ha god kännedom kring användning och nödvändigt underhåll av byggnaden. Dokumentation rörande byggnadens förvaltning ska lämnas till föreningen vid överlämnandet.

### ***Fel till följd av brister i kommunikation och organisation***

För att minska risken för brister i kommunikation och organisation mellan olika aktörer upprättas en plan för det vid projektstart.

## Hantering av robusthet

Någon särskild åtgärd har inte bedömts vara nödvändig för någon av de orsakerna som behandlats i denna rapport. Många av scenarierna bedöms ha liten eller obefintlig risk att uppstå vid den aktuella byggnaden. Den grupp av orsaker som vi inte vet någonting om, de oidentifierade orsakerna, kan behandlas genom olika strategier.

Dessa är:

1. Schablonregler för tredimensionell sammanhållning av byggnaden, se SS EN1991-1-7 (2006), bilaga A samt för betongstomme SS-EN1992-1-1 (2005), avsnitt 9.10.
2. Verifiera att byggnaden kan överbrygga en lokal skada vid en fiktiv borttagning av ett bärande element samt att skadan på grund av borttagningen begränsas till högst 15 % av golvarean, dock inte större än 100 m<sup>2</sup>.

Valet av strategi hamnar på den schablonmässiga sammanhållningsarmeringen.

Entreprenörernas bedömning var att byggnaden inte utsätts för några direkta hot eller risker. Därför bedöms den endast behöva förses med en miniminivå av robusthet. Valet faller på schablonmässiga regler som är enkla att applicera.

Schablonmässig sammanhållningsarmering utgörs av följande dragband för varje våning.

- Inre dragband i två vinkelräta riktningar längs bärlinjer
- Dragband längs kant
- Horisontell förankring till bärande vägg eller pelare vid bjälklagets kanter
- Vertikal förankring, kontinuerliga dragband från grund till taknivå.

Storleken på de krafter som dragbanden ska dimensioneras för anges i SS-EN 1991-1-7 (2006), bilaga A alternativt SS-EN 1992-1-1 (2005), avsnitt 9.10. Valet hamnar på SS-EN 1992-1-1 regler om sammanhållningsarmering som ska motverka forskridande ras. Samtliga bärande system med armerad betong eller prefabricerade betongelement ska uppfylla kravet enligt punkten nedan.

(1)P Bärverk som inte dimensioneras för olyckslaster ska ha ett lämpligt system av sammanhållningsarmering för att förhindra forskridande ras genom att möjliggöra alternativ lastnedföring efter lokal skada. Följande enkla regler anses uppfylla detta krav.

För att sammanhållningsarmeringen ska fylla sitt syfte är det av stor vikt att dragbanden är duktila, d. v. s. att de har ett segt verknings sätt och behåller sin bärförmåga även vid stora plastiska deformationer.

Dragbanden kan utgöras av valsade stålprofiler, armeringsjärn eller armeringsjärn i betongelementen. Det rekommenderas inte att lägga dragbanden i en pågjutning av elementen trots att det är tillåtet. Vid en eventuell exceptionell händelse spjälkas troligtvis pågjutningen bort, vilket gör att dragbandet blir verkningslöst.



En viktig aspekt är om byggnaden under dess livstid kommer att användas till någon annan typ av verksamhet. Bedömningen görs att det kan hända men att det då troligtvis bara kommer att innebära ett byte av bosatta i området. Det skulle innebära en annan spridning av ålder på människor men skulle inte innebära någon märkbar förändring av den tidigare bedömningen och hanteringen av riskerna för kända/okända olyckslaster. Enligt dagens översiktsplan finns heller ingen plan att förändra närområdet märkbart.