

# Krav på robusthet i prefabricerade betongkonstruktioner



**Kristoffer Nygårdh & Jonas Niklewski**

---

Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Lunds Tekniska Högskola  
Lunds Universitet, 2013

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

## **Krav på robusthet i prefabricerade betongkonstruktioner**

Required robusthet in precast concrete structures

Kristoffer Nygårdh & Jonas Niklewski

2013

Rapport TVBK-5224  
ISSN 0349-4969  
ISRN: LUTVDG/TVBK-13/5224+96p

Examensarbete  
Handledare: Sven Thelandersson  
Maj 2013

# Förord

Examensarbetet är skrivet på avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola. Det startades i januari 2013 tillsammans med professor Sven Thelandersson och avslutades i maj samma år. Omfattningen av arbetet motsvarar 30 högskolepoäng.

Frågeställningen initierades av WSP och Tyréns.

Ett särskilt tack till vår handledare professor Sven Thelandersson för vägledning genom arbetet. Han har arbetat för att skapa en bra grund för rapporten och har fungerat som en länk mellan oss och aktörer i branschen.

Vidare vill vi tacka följande för deras bidrag till rapporten:

Andreas Palenryd, WSP

Martin Fröderberg, Tyréns

Pär Ekström, Tyréns

Björn Engström, Professor Chalmers Tekniska Högskola

Bo Westerberg, PhD

Anders Mattsson, Strängbetong

Sven Persson, Starka Betongelement AB

Lund maj 2013

Kristoffer Nygårdh och Jonas Niklewski



# Sammanfattning

Robusthet är en konstruktions förmåga att motstå fortskridande ras vid lokal skada. En robust byggnad karakteriseras av egenskapen att responsen vid lokal skada aldrig är oproportionell mot den initiala händelsen.

Hur robusthet i vanliga konstruktioner behandlas skiljer sig idag avsevärt mellan aktörer i branschen. För byggnader i konsekvensklass 2b kräver Eurokod att minst ett av tre alternativ (indirekt metod, direkt metod, väsentlig bärverksdel) tillämpas, men vägledning till hur och när respektive metod skall användas är bristfällig. Dessutom finns det, för betongkonstruktioner, två olika Eurokoder (EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1) som behandlar samma område och ger olika dimensionerande dragkraft. Detta leder till att branschen på aktörnivå tvingas tolka normen. Det är svårt att dra några slutsatser i frågan om vilken av normerna som gäller samt hur respektive metod skall tillämpas. Kartläggning av argument från olika personer med olika akademisk bakgrund (konstruktörer, professorer, doktorander) gör dock att vissa tolkningar blir mer eller mindre trovärdiga.

Det finns anledning att ställa sig kritisk till den indirekta metodens och linverkans tillförlitlighet. En stor del av rapporten syftar till att undersöka tillförlitligheten i alternativa överbryggande systemet. Duktilitet, en egenskap som är direkt kopplad till kapacitet, behandlas ej explicit i normen. Vidare används ekonomiska och praktiska argument för att motivera uttrycken för dimensionerande dragkraft. Detta leder till att det är svårt att verifiera dess bärförmåga. Enklare beräkningar tyder dock på bristande kapacitet.

Det sista kapitlet syftar till att påvisa fördelen med att utnyttja ett alternativt system. Det alternativa systemets kapacitet jämförs med kapaciteten från tidigare beräkningar med dragband.

De viktigaste slutsatserna från rapporten sammanfattas nedan:

- En viktig slutsats är att det föreligger ett tydligt behov att branschen enas om en metod som grundar sig på sund ingenjörskonst och inte kryptiskt formulerade föreskrivna regler.
- Dagens norm är inte modifierad för förändrade tillverkningsprocesser som har lett till förändrade materialegenskaper.
- Bättre konstruktioner i brott- och brukgränstillstånd ger ofta sämre förmåga att omfördela laster vid lokalt brott.
- Genom att utforma alternativa system (ex. kontinuerliga balkar) går det att med betydligt högre tillförlitlighet visa att byggnaden uppfyller krav på robusthet.

**Nyckelord:** fortskridande ras, konsekvensklass 2b, robusthet, Eurokod, vertikala dragband, horisontella dragband, alternativ lastväg, linverkan, förtillverkad betong



# Abstract

The ability for a damaged structure to withstand progressive collapse is often referred to as robustness. A robust building is characterized by the fact that the consequence of local damage is never more severe than the initial event.

The way in which structural robustness is approached in the design of a building differs a great deal from one structural engineer to another. For a structure in consequence class 2b or higher, Eurocode requires that at least one out of three alternatives (indirect method, direct method, key element) is applied. Guidance for when and how to apply each method is appalling or completely missing. In addition to this, there are two different parts of Eurocode (EN 1991-1-7 and EN 1992-1-1) treating the subject and for a given set of circumstances, result in different design tensile forces. It's difficult to conclude which part of Eurocode and which set of equations to apply. This leads to a situation where each structural engineer has to make his own individual interpretation of the code. However, by researching, reasoning and by mapping arguments from structural engineers with varying academic backgrounds (structural engineering consultants, professors and PhD students) it's possible to identify interpretations that are more rational than others.

There is reason to doubt the reliability of the indirect approach and catenary action. One major part of the master thesis is an analysis of the reliability of the alternative bridging system. Ductility is a material specific property which is vital to the capacity of a bridging system. Even though it's relevant, ductility is not treated explicitly in the code. Additionally, the nominal values of the indirect method are derived from economic and practical considerations and are not solely based on structural design.

The aim of the final chapter is to highlight the potential benefit of an alternative system (i.e. not using the conventional method with ties). The capacity of the alternative system is estimated and compared to the capacity for the conventional system (derived in earlier chapters).

The most important conclusions from the master thesis project are summarized below:

- One of the most important conclusions is that there is a clear need for the industry to come together and develop a method based on sound engineering and not cryptic prescriptive rules.
- The modernized process of manufacturing reinforcement (changed material properties) has not been accounted for in today's norm. The norm should be modified.
- Enhanced structural properties often give the opposite effect for bridging effects.
- By designing alternative structural systems (continuous beams or load-bearing walls) you can achieve required robustness with higher reliability than with prescriptive rules.

**Key words:** progressive collapse, consequence class 2b, robustness, Eurocode, vertical tie, horizontal tie, alternative load-path, catenary action, prefabricated concrete





# Innehållsförteckning

Förord.....	iii
Sammanfattning.....	v
Abstract.....	vii
Kapitel 1 - Introduktion.....	1
1.1 Inledning.....	1
1.2 Syfte.....	2
1.3 Metod.....	2
1.4 Avgränsningar.....	2
1.5 Disposition.....	2
1.6 Beskrivning av Scylla 3.....	3
Kapitel 2 – Bakgrund.....	5
2.1 Robusthet.....	5
2.2 Bakgrund.....	5
2.3 Fortskridande ras.....	6
2.4 Konsekvensklasser.....	7
2.5 Föreskrivna regler (Indirekt metod).....	9
2.5.1 – Generellt.....	9
2.5.2 Dragband längs kant.....	10
2.5.3 Inre dragband.....	10
2.5.4 Förankring.....	10
2.5.5 Vertikala dragband.....	10
2.6 Utgå från lokalt brott (alternativ lastväg).....	10
2.6.1 Fiktiv borttagning.....	10
2.6.2 Strategier för alternativa lastvägar.....	11
2.6.2(a) Linverkan.....	12
2.6.2(b) Skivverkan.....	14
2.6.2(c) Vierendeel-verkan.....	15
2.6.2(d) Upphängning i ovanliggande konstruktion.....	16
2.6.2(e) Bågverkan.....	16
2.7 Eliminera/minska risk för lokalt brott (Väsentlig bärverksdel).....	17
2.8 Segmentering av områden.....	17
2.8.1 Systematiska fel.....	18
Kapitel 3 - Teori.....	19

3.1 Sprickbredd .....	19
3.1.1 Sprickbreddens inverkan på deformation .....	22
3.2 Duktilitet .....	23
3.2.1 Relativ töjningsenergi, $\xi(w)$ .....	24
3.3 Dynamiska beräkningar .....	25
3.4 Linverkan.....	29
Kapitel 4 – Horisontella dragband .....	31
4.1 Val mellan EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1 .....	31
4.2 Dimensionering enligt Eurokod med indirekt metod .....	32
4.2.1 Beräkningsgång horisontella förband enligt EN 1991-1-7 .....	32
4.2.2 Dimensionering horisontella dragband i Scylla 3 enligt EN 1991-1-7.....	33
4.2.3 Beräkningsgång horisontella dragband enligt Eurokod 1992-1-1 .....	35
4.2.4 Dimensionering horisontella dragband i Scylla 3 enligt 1992-1-1 .....	35
4.3 Jämförelse EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1 .....	37
4.4 Syfte med indirekt metod .....	37
4.5 Tillförlitlighet.....	39
4.6 Problematik med EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1 .....	40
4.6.1 Perifera dragband längs kantupplag .....	40
4.6.2 Inre längsgående dragband enligt 1991-1-7 .....	42
4.6.3 Längsgående inre dragband.....	42
Kapitel 5 – Kompletterande åtgärder för konsekvensklass 2b .....	45
5.1 Metod för att uppnå minsta krav på robusthet.....	45
5.1.1 Metoder som beskrivs i EN 1991-1-7 .....	45
5.1.2 Val av metod .....	46
5.1.3 Diskussion .....	48
5.2 Vertikala dragband.....	49
5.2.1 Beräkningsgång vertikalt dragband enligt Eurokod .....	49
5.2.2 Dimensionering vertikalt dragband enligt Eurokod .....	50
5.2.3 Diskussion vertikal armering .....	50
5.2.4 Förslag till lösning .....	52
5.3 Fiktiv borttagning.....	53
5.3.1 Beräkningsgång vid fiktiv borttagning av pelare.....	53
5.4 Väsentlig bärverksdel.....	65
5.4.1 Beräkningsgång väsentlig bärverksdel.....	65

5.4.2 Dimensionering väsentlig bärverksdel.....	66
5.4.3 Diskussion väsentliga bärverksdelar .....	67
Kapitel 6 - Alternativa metoder för att uppnå erforderlig robusthet .....	69
6.1 Dragband med rätt förutsättningar .....	69
Exempel dragband med rätt förutsättningar .....	69
6.2 Alternativ utformning av stomsystem (bärande väggar).....	70
Exempel balkverkan i vägg.....	70
Exempel skivverkan i vägg .....	71
6.3 Stålbalk som dragband.....	72
6.4 Kontinuerlig balk .....	75
Kapitel 7 – Slutsats .....	79
7.1 Slutsats .....	79
7.2 Vidare studier.....	80
Referenslista .....	81
BILAGA A - Planritning.....	83
BILAGA B - Processkarta.....	84



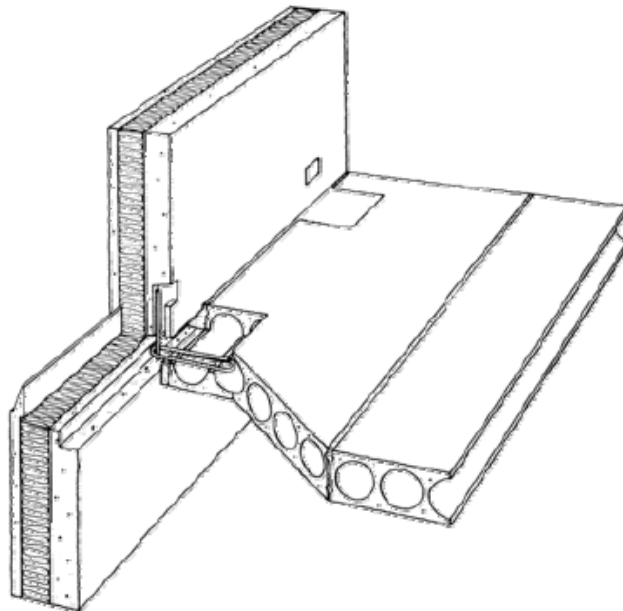
# Kapitel 1 - Introduktion

## 1.1 Inledning

Med ökad fokus på rationell produktion av byggnader blir byggt teknik med förtillverkade element mer och mer vanligt förekommande. Ett vanligt byggsätt för kontorslokaler är prefabricerade betongelement med stålstomme. Mer fokus på ekonomi och tidseffektivitet gör att viktiga konstruktionstekniska egenskaper kommer i skymundan. Till skillnad från platsgjutna konstruktioner ger förtillverkade element inte någon naturlig sammanhållning av stomme utan detta måste explicit beaktas vid projektering. Detta ställer höga krav på tidskrävande och tekniskt komplicerad detaljutformning (se figur 1.1).

En konstruktion med bra sammanhållning, kontinuitet och förmåga att omfördela laster vid lokal skada klassas som robust. Det finns flera historiska exempel på bristande robusthet där Ronan Point (1968), World Trade Center (2001) och nybyggnation i Ystad (2012) är tre av dem. Det som är gemensamt för samtliga exempel och det som karakteriserar en orobust byggnad är att konsekvensen inte är proportionell mot händelsen som orsakar skadan. En händelse benämns ofta som en "exceptionell last" och karakteriseras av dynamiska, ofta kortvariga, impulslaster som explosions- eller påkörningslast vilka ofta är svåra att kvantifiera.

Dagens regelverk behandlar krav på robusthet med otydliga, svårtolkade och ibland motsägelsefulla föreskrivna regler som är svåra att tillämpa i praktiken. Att reglerna är föreskrivna tillsammans med det faktum att robusthet sällan sätts på prov gör att det är svårt försäkra sig om att dess tillförlitlighet.



Figur 1.1 – Förankring mellan förtillverkat betongelement och vägg.

## 1.2 Syfte

Syftet med rapporten är att göra en objektiv utvärdering, utan värderingar eller hänsyn till ekonomiska aspekter, av hur dagens norm behandlar robusthet i konsekvensklass 2b. Vidare kartläggs problematiken med det faktum att normen är öppen för tolkning. Detta görs med syfte att ge de olika aktörerna incitament att enas om en tolkning som kan fungera som en gemensam utgångspunkt för hela branschen. En gemensam tolkning är av stor vikt eftersom det leder till en standardiserad kvalitet på konstruktioner och motverkar osund konkurrens.

## 1.3 Metod

Rapportens inleds med en litteraturstudie där tidigare forskning i området kartläggs. Vidare samlas underlag från intervjuer med erfarna aktörer och kunniga i branschen där fokus ligger på dagens byggsätt, tillvägagångssätt och tolkning. Underlaget sammanställs och utvärderas.

För att koppla teori till verklighet utnyttjas, genomgående i rapporten, en konkret byggnad (kontorshus i sju våningar), se avsnitt 1.6. På detta genomförs dimensionering av raskopplingar och beräkningar som bygger på teori om sprickbredd och dynamisk analys.

## 1.4 Avgränsningar

Rapporten begränsas till att behandla robusthet för prefabricerade betongkonstruktioner med stålstomme i konsekvensklass 2b. Fokus ligger på skelettstomme och väggstomme används endast som jämförelse. Stomstabilisering kommer inte behandlas.

## 1.5 Disposition

- Kapitel 2 inleder med bakgrund och beskrivning av dagens metoder. Detta syftar till att ge läsaren grundläggande förståelse i ämnet och dagens praxis.
- Kapitel 3 behandlar grundläggande teori som tillämpas i rapporten.
- Kapitel 4 beskriver hur horisontella dragband dimensioneras enligt Eurokod. En jämförelse mellan EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1 genomförs med en utvärdering av tillvägagångssättet.
- Kapitel 5 behandlar vilka extra åtgärder som skall genomföras för byggnader i konsekvensklass 2b utöver horisontella dragband. En utvärdering av området genomförs.
- Kapitel 6 ger konstruktiva förslag till alternativa lösningar för att uppnå en hög robusthet.
- Kapitel 7 ger slutsatser från studien.

## 1.6 Beskrivning av Scylla 3

Scylla 3 är en kontorsbyggnad från 2008 belägen i centrala Malmö. Byggnaden består av två separata konstruktioner som är sammanlänkade i grundplan. Båda konstruktionerna är 7 våningar höga och utgörs av skelettstommar med stabiliserande kärna och prefabricerade HDF-bjälklag. Dimensionering är utförd enligt gamla normen, BKR.

Byggnadens geometri och utformning kommer användas till två ändamål. Dels används konstruktionen för att knyta teoretiska resonemang till praktiska exempel och dels för att genomföra exempelberäkningar. En exempelberäkning för ett utvalt plan görs enligt föreskrivna regler i EN 1991-1-7 respektive EN 1992-1-1. För beräkningsexempel på vertikala dragband, väsentliga bärverksdelar och fiktiv borttagning kommer väl valda delar av konstruktionen användas. Tyréns har tillhandahållit bygghandlingar där utvalda ritningar finns bifogade i bilaga.

Rapporten behandlar robusthet med raskopplingar och andra överbryggande system i fokus och inte bärighet eller horisontalstabilisering. Därför görs ingen global lastnedräkning eller liknande beräkningar. Vidare behandlas endast en av byggnaderna behandlas.



Figur 1.2 – Scylla 3 sett uppifrån (Google Earth)





# Kapitel 2 – Bakgrund

## 2.1 Robusthet

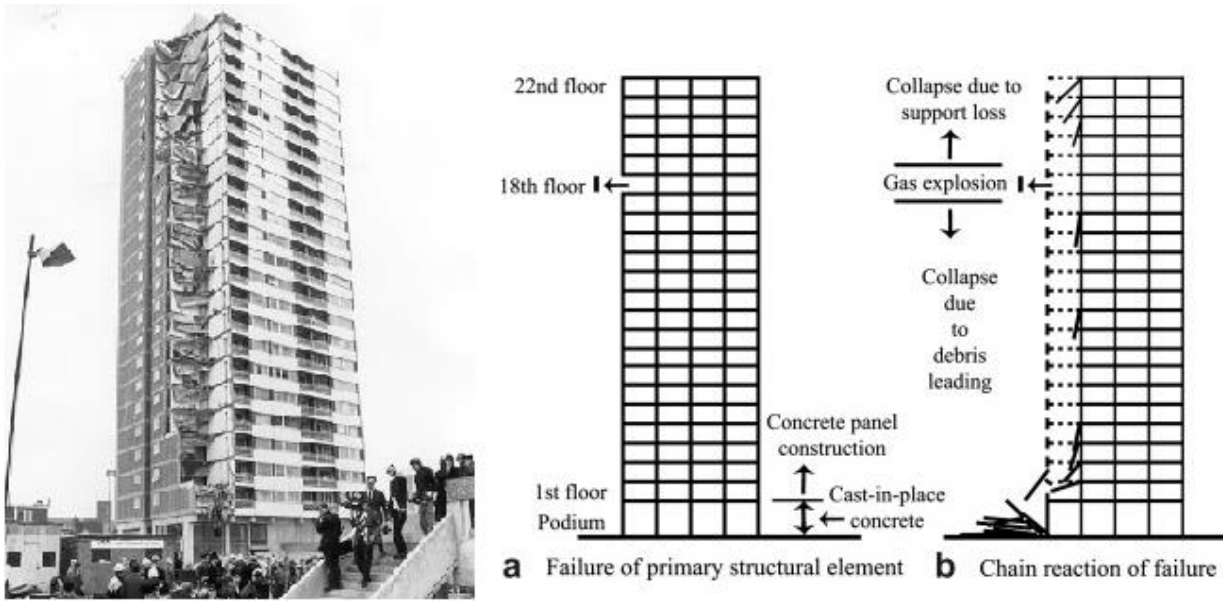
En byggnad är normalt dimensionerad för att ges goda egenskaper, utan att ta skada, under normala lastnivåer. Utöver detta bör en byggnad även ha ett visst motstånd mot oväntade laster, vilka kan resultera i en lokal och/eller global skada av konstruktionen. I Eurokod skriver man:

*”En byggnad bör utformas och utföras på ett sådant sätt att den inte skadas i en omfattning som inte står i proportion till den ursprungliga orsaken”* (EN 1990 avsnitt 2.1, 2002)

De laster som kan skada en byggnad benämns exceptionella laster. Exceptionella laster syftar på och karakteriseras av dynamiska, ofta kortvariga, impulslaster som explosions- eller påkörningslast vilka ofta är svåra att kvantifiera. Det kan handla om olyckslaster, men inkluderar även risk för terrordåd med mera. Det är viktigt att skilja på exceptionella laster och extrema laster där det senare syftar på ovanligt stora snö- och vindlaster. Extrema laster behandlas inte i robusthetsanalys. Vidare ställs det krav på konstruktionens förmåga att begränsa lokal skada och förhindra fortskridande ras eller oproportionellt stor skada. Man skiljer på en konstruktions robusthet och integritet där robusthet är dess förmåga att begränsa skada till följd av lokalt brott och integritet förmåga att motstå lokalt brott. Ett bra sätt att demonstrera skillnaden mellan dessa är med ekvationen för sannolikhet för fortskridande ras (Starossek et al 2010) som beskrivs i avsnitt 2.3. Typen av konstruktion (skelettstomme, väggstomme m.m.) och konstruktionstyp (platsgjuten betong, prefabricerad betong, samverkan mellan betong och stål m.m.) har stor inverkan på vilka egenskaper konstruktionen har vid rassituationer. Ingen konstruktion är fullständigt resistent mot alla tänkbara situationer men skadan som uppstår ska inte vara oproportionerligt stor i förhållande till den ursprungliga orsaken.

## 2.2 Bakgrund

Robusthet är ett relativt nytt område inom konstruktionsteknik som tidigare hanterats med ”sund ingenjörskonst”. Raset vid Ronan Point 1968 (figur 2.1), där en gasexplosion resulterade i att en bärande vägg på 18:e våningen slogs ut, blev startskott för frågan om hur man skall hantera robusthet och risk för fortskridande ras. Senare utredning kom fram till att det saknades erforderlig förankring mellan vägg och underliggande bjälklag (Institute of Structural Engineers 2010). En direkt följd till raset vid Ronan Point blev att flera liknande byggnader, vilka ansågs osäkra, demolerades. Samtidigt kom allmänheten och byggindustrin till konsensus att regelverket som behandlar robusthet måste skärpas (Nethercot 2011). Regelverket utvecklades först i Englands nationella regelverk, *Approved document A*, och implementerades senare i Eurokod (Institute of Structural Engineers 2010). Detta behandlas vidare i kapitel 4. Det finns enligt Institute of Structural Engineers (2010) tydliga brister i gällande normer vilket leder till att dagens ingenjörer har svårigheter att tolka och tillämpa regelverket.



Figur 2.1 – Till vänster visas Ronan Point efter ras och till höger visas hur förloppet fortskred (Jae-hyouk Choi et al., 2009)

Dagens normer baseras på partialkoefficientmetoder där osäkerheter i material, laster, modeller m.m. beaktas genom riskanalys. Trots detta uppstår konstruktionskollaps vilket i stor utsträckning beror på att osäkerheter förknippad med mänskliga fel och oförutsedda händelser ej alltid inkluderas i denna analys. Thelandersson (2012) menar att dessa osäkerheter inte bör reduceras genom att högre säkerhetsfaktorer. Viss reduktion kan uppnås genom högre krav på kontrollsystem och utbildning men osäkerheterna kan aldrig elimineras helt. Genom att eftersträva en robust konstruktion kan man reducera eventuella konsekvenser av oförutsedda händelser av denna typ.

Idag finns standardiserade metoder för allmänna konstruktioner men något generellt recept på hur man skall dimensionera robusta konstruktioner saknas. Utveckling av området kräver avancerad ingenjörskunskap och erfarenhet inom området, tillsammans med verktyg som riskanalys. Dagens dimensioneringsmetoder fokuserar ofta på enskilda element i en konstruktion. Detta tillvägagångssätt måste lyftas upp till systemnivå då man undersöker systemets robusthet (Starossek & Wolff 2005).

## 2.3 Fortskridande ras

Fortskridande ras definieras av att de omfördelade lasterna som uppstår vid lokalt brott ej kan tas upp av systemet. Ett fortskridande ras är en relativt ovanlig händelse, eftersom det krävs både en initiell händelse som orsakar lokal skada och att konstruktionen saknar tillräcklig kontinuitet, duktilitet och redundans att motstå spridning av raset. Beräkningar bör därför baseras på mer liberala antaganden än motsvarande beräkningar för brottstadiet. Starossek et al (2009) uttrycker sannolikheten för ett fortskridande ras,  $P(C)$ , enligt ekvation 2.1 nedan:

$$P(C) = \sum P(C|D) \cdot P(D|E) \cdot P(E) \quad (\text{ekv. 2.1})$$

Sannolikheten för fortskridande beror på sannolikheten att konstruktionen utsätts för en exceptionell händelse,  $P(E)$ , som med en sannolikhet,  $P(D|E)$ , leder till lokal skada som med en sannolikhet,  $P(C|D)$ , leder till fortskridande ras. Det är framförallt faktorerna  $P(E)$  och  $P(D|E)$  som behandlar konstruktionens integritet (förmåga att motstå lokalt brott). Faktorn  $P(C|D)$  beskriver strukturens robusthet (förmåga att begränsa skada). Hur det går att påverka respektive faktor behandlas senare i kapitlet. Det är tekniskt svårt och ofta inte ekonomiskt försvarbart att dimensionera en byggnad för absolut säkerhet. Dock kan byggnader konstrueras på ett sätt som reducerar respektive faktor till en acceptabel nivå.

## 2.4 Konsekvensklasser

EN 1991-1-7 (2006) separerar olika byggnader i konsekvensklasser baserat på konsekvens vid ett fortskridande ras. Definition av respektive klass ges i figur 2.2.

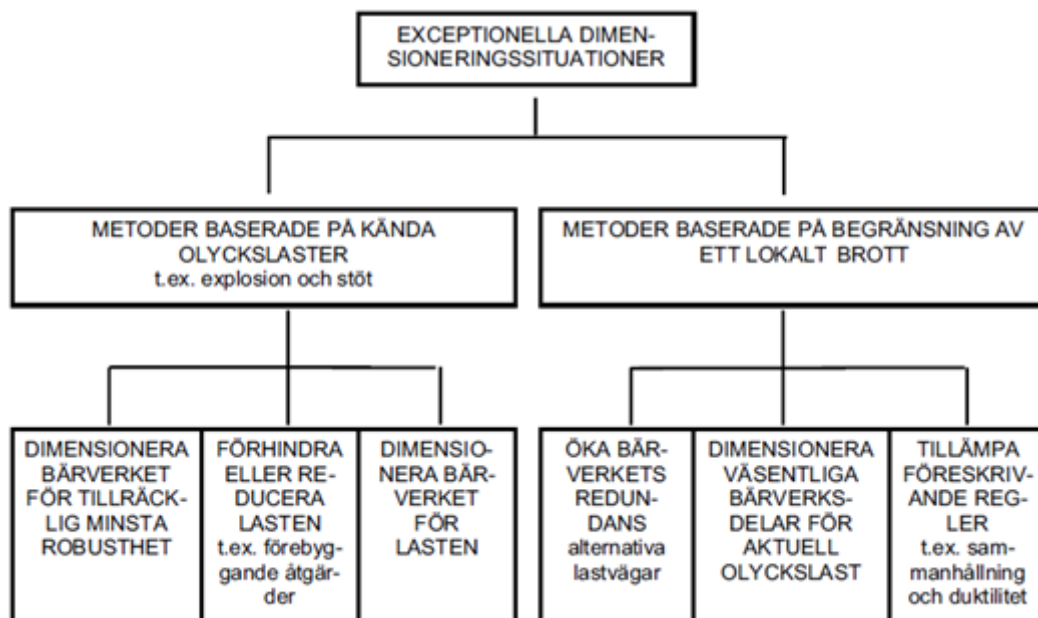
Konsekvensklass	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.
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 golvyta 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 golvyta 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> golvyta per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvyta och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

Figur 2.2 – Indelning i konsekvensklasser med hänsyn till fortskridande ras enligt EN 1991-1-7 (2006)

EN 1991-1-7 (2006) rekommenderar, för respektive konsekvensklass, metoder för att uppnå erforderlig robusthet:

- Konsekvensklass 1:
  - Inget särskilt beaktande av olyckslast.
- Konsekvensklass 2a:
  - Anordna effektiva horisontella dragband.
- Konsekvensklass 2b:
  - Anordna effektiva horisontella dragband samt minst ett av följande alternativ:
    - Anordna vertikala dragband (indirekt metod).
    - Visa att byggnaden är stabil efter borttagning av lokal bärverksdel (fiktiv borttagning).
    - Dimensionera bärverksdel som en väsentlig bärverksdel (väsentlig bärverksdel).
- Konsekvensklass 3:
  - En unik systematisk riskvärdering för aktuell byggnad skall genomföras, där kända och okända risker beaktas.

Vidare separerar EN 1991-1-7 (2006) på kända och okända olyckslaster enligt figur 2.3. Det är fördelaktigt att i ett tidigt skede i projekt genomföra en systematisk riskanalys, där potentiella risker utvärderas.



Figur 2.3 – Olika åtgärder beroende på om lasten antas vara känd eller ej (EN 1991-1-7, 2006)

Samma Eurokod beskriver tre dimensioneringsprinciper för att öka säkerheten mot fortskridande ras, nämligen:

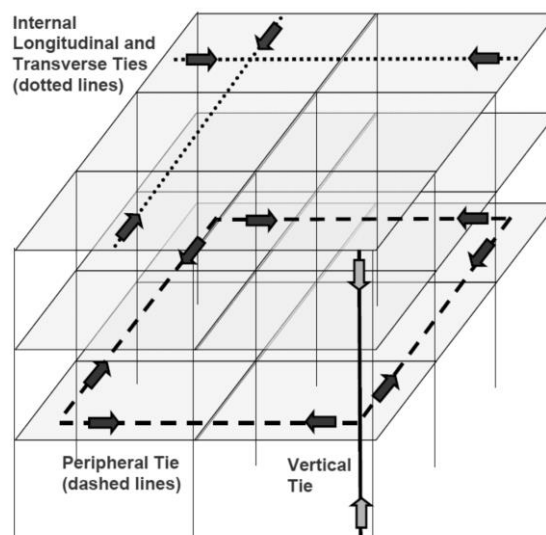
- Eliminera/minska risk för lokalt brott (väsentlig bärverksdel enligt avsnitt 2.7)
- Utgå för lokalt brott (alternativ lastväg enligt avsnitt 2.6)
- Föreskrivna regler (indirekt metod enligt avsnitt 2.5)

Syftet med väsentlig bärverksdel är att dimensionera viktiga bärverksdelar för att motstå olyckslast. Till metoden tillhör även åtgärder för att reducera sannolikheten att de inträffar (förutsatt att olyckslaster är kända). Exempel är skyddsbarriär eller en strategisk utformning av konstruktionen som minskar risken för potentiella olyckslaster. Alternativ lastväg baserar på att lokal skada har inträffat och dess konsekvens utvärderas. Här finns primärt två tillvägagångssätt att undvika ett fortskridande ras; finna en alternativ lastväg (öka byggnadens redundans) eller segmentering av områden för att begränsa skadans utbredning. Indirekt metod dimensionerar konstruktionen enligt föreskrivna regler som antas ge konstruktionen erforderlig sammanhållning. Följande avsnitt beskriver de olika metoderna mer ingående.

## 2.5 Föreskrivna regler (Indirekt metod)

### 2.5.1 – Generellt

För konstruktioner uppbyggda av prefabricerade betongelement ställs krav på minsta armeringsmängd i horisontella dragband samt förankring till upplag och pelare (EN 1991-1-7, 2006). För byggnader i konsekvensklass 2b eller högre ställs högre krav där vertikala dragband är ett av alternativen. Den angivna mängd armering, enligt EN 1991-1-7 (2006) och EN 1992-1-1 (2005), antas ge erforderlig kontinuitet, duktilitet, redundans och sammanhållning för att motstå fortskridande ras vid lokalt brott (fib, 2012).



Figur 2.4 – Typer av dragband i prefabricerade konstruktioner, fib (2012).

### **2.5.2 Dragband längs kant**

Dragband längs byggnadens kant fungerar som sammanhållningsarmering och ger prefabricerade element möjlighet att samverka genom skivverkan och föra vindlaster till konstruktionens kärna eller skjuvvägg (Molnár, 2012). De skall vara kontinuerliga runt hela byggnaden. Vidare kan dragband i kant bidra med extra bärighet i fallet att en kantpelare slås ut och spännvidden ökar (fib, 2012). Dragband runt kant används även till förankring av inre dragband. I fallet att konstruktionen har en balklinje längs kant kan balkarna användas som dragband om de har erforderlig dragkraftskapacitet samt att man skapar erforderlig kontinuitet genom förankring mot omgivande bärverk (Institute of Structural Engineers, 2010).

### **2.5.3 Inre dragband**

Inre dragband skall vid lokalt brott, i pelare eller annat upplag, säkra att bjälklaget har erforderlig bärförmåga att klara den nya spännvidden genom överbrygning (Institute of Structural Engineers 2010). EN 1991-1-7 (2006) beskriver hur inre dragband kan utföras. Dragband bör vara kontinuerliga och ligga i två mot varandra vinkelräta riktningar. De kan som tidigare nämnts förankras till dragband längs kant. Inre dragband kan antingen fördelas jämnt i bjälklag eller koncentreras till balklinjer. Med motivering analogt med avsnitt 2.5.2 kan balkar användas som dragband.

### **2.5.4 Förankring**

Förankring mellan balk/vägg och bjälklag skall fördelas jämnt längs upplag för att förhindra rörelser mellan respektive del. Förankring utförs med syfte att förhindra att bjälklag förlorar kontakt med upplag vid rörelser. Förankring får även tillgodoräknas som inre dragband om förankringslängden mot böjarmeringen är tillräcklig (fib, 2012).

### **2.5.5 Vertikala dragband**

Vertikala dragband är en av åtgärderna som anges i Eurokod som skiljer krav på byggnader i konsekvensklass 2b från byggnader i klass 2a. EN 1991-1-7 (2006) beskriver hur vertikala dragband skall utföras. Vertikala dragband skall förankras i grund, vara kontinuerliga till tak och skall finnas i alla vertikala pelarlinjer. Syftet är att, vid utslagning av vertikalt upplag möjliggöra lastomfördelning till ovanförliggande bärverk (Institution of Structural Engineers, 2010). Kontinuiteten bidrar även till förankring av pelare och hindrar horisontella rörelser. Stålpelare får användas som dragband om pelare och anslutningar uppfyller krav på minsta erforderliga dragkraft. Pelare måste då göras kontinuerliga genom att knyta samman pelartopp och ovanliggande pelarfot med dragband.

## **2.6 Utgå från lokalt brott (alternativ lastväg)**

### **2.6.1 Fiktiv borttagning**

För fall då vertikalt dragband inte är praktiskt genomförbart kan fiktiv borttagning tillämpas. Fiktiv borttagning används exempelvis vid projektering av komplexa byggnader med

diskontinuiteter i pelarlinjer, långa spännvidder eller pelare med stor influensarea. Vid diskontinuiteter i pelarlinjer är det uppenbart att vertikala dragband inte är genomförbara. Vid långa spännvidder eller enskilda pelare med stor signifikans för byggnadens stabilitet kan man argumentera att mer säkerhet bör läggas vid dimensionering för olyckslast än vad som anges i föreskrivna regler.

*”Det kontrolleras att byggnaden förblir stabil och att ett lokalt brott inte överskrider en viss nivå för det hypotetiska fallet att någon bärande pelare, balk eller sektion av bärande vägg ... tas bort”* (EN 1991-1-7 A.4(1)C, 2006)

Vid fiktiv borttagning kan olika överbryggande effekter utvärderas för att påvisa att ett bärverk ej går till brott (Institution of Structural Engineers).

- Utnyttja att bjälklag kan överföra krafter i två riktningar (genom böjmoment) och räkna på det som en platta istället för en balk.
- Utnyttja att böjarmering och horisontella dragband kan överföra krafter på andra sätt än böjning: exempelvis linverkan och membranverkan.
- Utnyttja att väggar kan fungera som konsoler om underliggande upplag försvinner. Detta bygger på att dragband med erforderlig kapacitet och duktilitet finns så att väggen kan utveckla ett kraftpar med drag i ovankant och tryck i underkant.
- Alternativa lastvägar utförda exempelvis enligt 2.6.2.

Om det inte går påvisa att fiktiv borttagning uppfyller krav för begränsning av lokalt brott enligt EN 1991-1-7 (2006) måste bärverk dimensioneras som väsentlig bärverksdel enligt EN 1991-1-7 (2006) avsnitt (A.8). Detta beskrivs vidare i avsnitt 2.7.

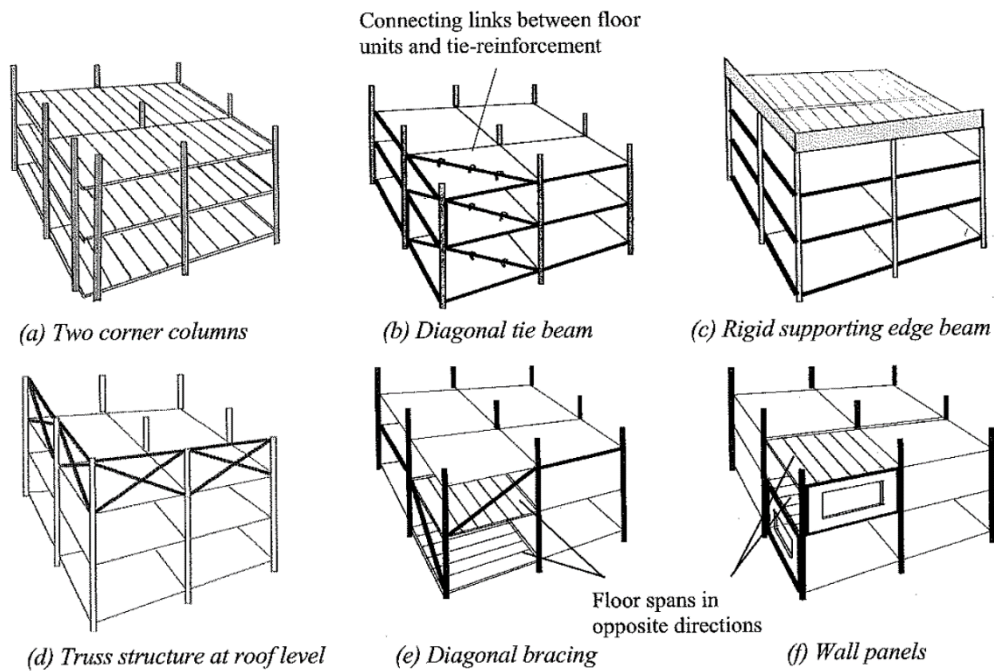
Det kan tilläggas att alternativa lastvägar i statiskt obestämda konstruktioner kan vara enkelt att räkna på om byggnaden är enkel i sin utformning. Vid mer komplexa konstruktioner kan det vara svårt att utvärdera hur laster omfördelas vid lokalt brott. Det krävs ofta stor erfarenhet och avancerade beräkningar för att erhålla ett tillförlitligt resultat.

### **2.6.2 Strategier för alternativa lastvägar**

I figur 2.5 visas en hörnpelare som ur robusthetssynpunkt ofta är en problematisk dimensioneringssituation. Möjlig lösning är att dimensionera pelare som väsentlig bärverksdel. En annan strategi för att uppnå robusthet är att skapa alternativa lastvägar. Fib (2012) beskriver ett antal strategier som redovisas i figuren 2.5. Att undvika väsentliga bärverksdelar kan ha fördelar och nackdelar. Exempel på detta är alternativ (c) och (d) där man bygger in extra styvhet i toppen av konstruktionen som kan omfördela lasten (förutsatt kontinuiteten i pelarlinjen) om något underliggande vertikalt element går till brott. Fördelen med lösningen är att den inte bara ger en alternativ lastväg vid lokalt brott i hörnpelare utan även för samtliga kantpelare. Nackdelen är att byggnaden inte är robust under byggnation utan först när dragstag/kantbalk monterats. Ett annat exempel är (a) där nackdelen är att risken för brott i flera mycket närliggande pelare är överhängande vid en exceptionell last.



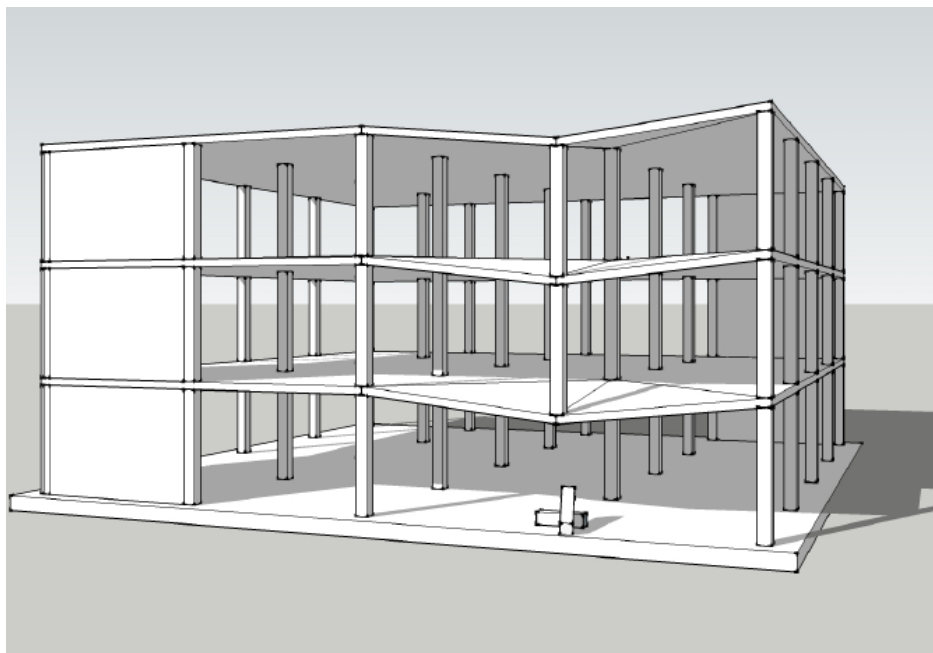
Enligt det engelska regelverket *Approved document A* bör flera pelare fiktivt tas bort i fallet att de står mycket nära varandra (Institution of Structural Engineers, 2010).



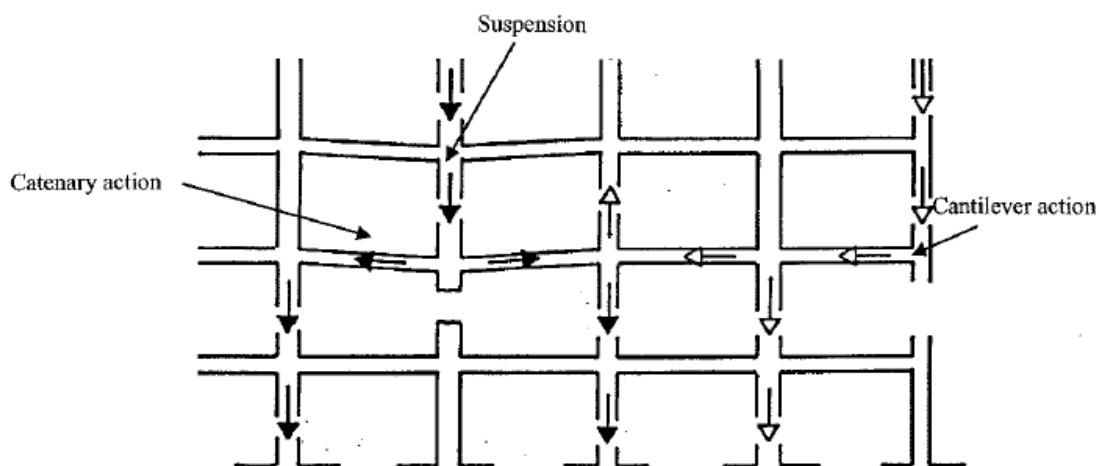
Figur 2.5 – Exempel av lösningar för att öka överbrygningseffekter vid ett hörn, fib (2012)

### 2.6.2(a) Linverkan

Då en pelare slås ut enligt figur 2.6 (se även figur 2.7) kan kontinuerligt dragband längs kant utnyttjas i linverkan som en alternativ lastväg.

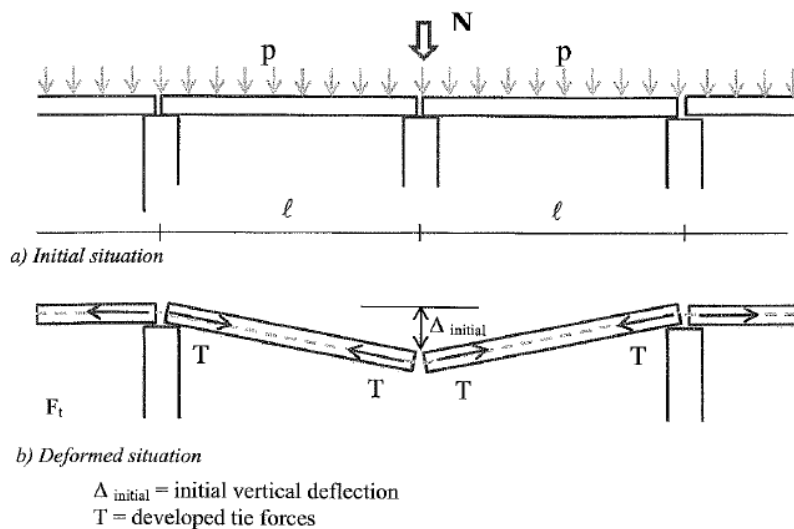


Figur 2.6 – Figur som visar ett fall med utslagen fasadpelare, Westerberg (2010).

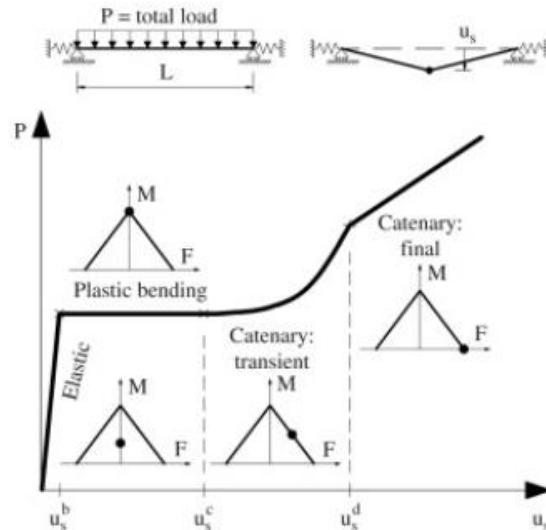


Figur 2.7 – Mekanismer för alternativa lastvägar för en skelettstomme, fib (2012).

Då upplag slås ut är systemet inte längre i jämvikt och bjälklaget deformerar från läge a till b i figur 2.8. Eftersom dragband belastas axiellt uppstår jämvikt först då den vertikala komponenten i dragband kan balansera lasten. Systemets deformation möjliggör med andra ord kraftjämvikt utan någon böjstyvhet i dess komponenter. Den vertikala komponenten är starkt beroende av dragbandets duktilitet och deformation. Det är därför viktigt att detaljutformning är genomförd med hänsyn till duktilitet. Duktilt beteende ger även systemet möjlighet att plasticeras och absorbera den kinetiska energi som frigörs vid ett lokalt brott. Det som karakteriserar linverkan är att beräkningsmodellen inkluderar många osäkra parametrar vilket ofta leder till förenklade och generaliserade beräkningsmetoder (fib 2012). Figur 2.9 visar vilken inverkan deformationen har på bärrigheten.



Figur 2.8 – Vertikal deformation då mittenupplag slås ut, fib (2012).

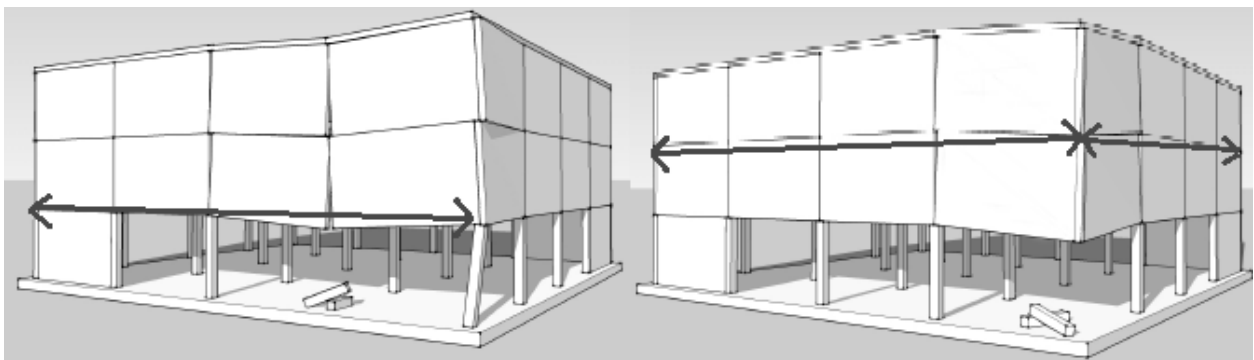


Figur 2.9 – Figuren visar ökningen av linverkans effekt med hänsyn till deformationen, Nethercot (2011).

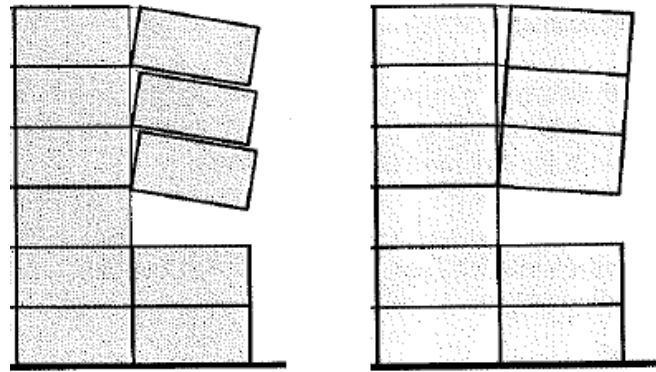
### 2.6.2(b) Skivverkan

I konstruktioner med väggar kan en ny kraftjämvikt uppstå genom skivverkan då underliggande bärverk slås ut. Figurer nedan visar principen hur detta möjliggörs. Överbrygning kan skapas genom kraftpar mellan tryckt betong och dragband. Analogt med linverkan förenklas ofta en komplex dynamisk verklighet till mer generaliserade statiska beräkningsmodeller genom antaganden och förenklingar. Överbrygning med skivverkan bygger på att konstruktionens detaljanslutningar är lämpligt utformade.

Figur 2.10 (höger) visar hur alternativ lastväg skapas genom att ovanstående väggar verkar som en konsol. Även i detta fall bildar dragband och tryckt betong ett kraftpar. Skivan kan antingen samverka med ovanförliggande skiva eller fungera separat (figur 2.11). Detta påverkar resultatet och en lämplig mod måste antas för olika konstruktioner (fib 2012).



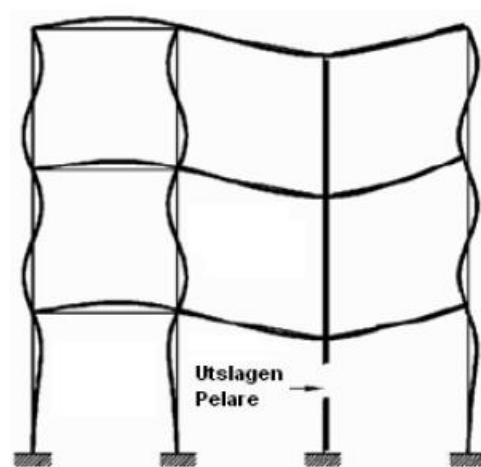
Figur 2.10 – Figuren visar hur dragband kan aktiveras vid utslagning av pelare, Westerberg (2010).



Figur 2.11 – I figuren till vänster verkar varje plan enskilt medan till höger uppstår en samverkande effekt, fib 2012.

### 2.6.2(c) Vierendeel-verkan

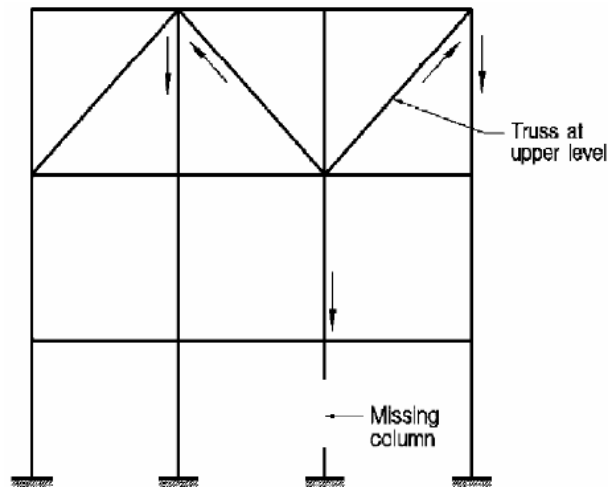
Ett system där laster omfördelas genom Vierendeel-verkan består av momentstyva knutpunkter (Thelandersson, 2013) mellan vertikala och horisontella bärverk (figur 2.12). De momentstyva knutpunkterna tillsammans med böjstyva element gör det möjligt för ovanförliggande bärverk att leda laster till grund vid lokalt brott. På detta sätt skapas en mer robust konstruktion jämfört med fackverkstypen med diagonaler och fria leder som anslutningspunkter. En annan fördel är möjlighet till mer öppna ytor mellan bärverksdelar (då diagonalen ej behövs). En nackdel är svårigheten och kostnaden att skapa momentstyva leder. Detta byggnadssätt är ovanligt i Sverige (Thelandersson, 2013).



Figur 2.12 – Vierendeelverkan då ett bärverk slås ut, Thelandersson 2013.

### 2.6.2(d) Upphängning i ovanliggande konstruktion

Genom att skapa ett fackverk enligt figuren nedan kan kraftjämvikt uppstå då nedanförliggande bärverksdel slås ut (Thelandersson, 2013).

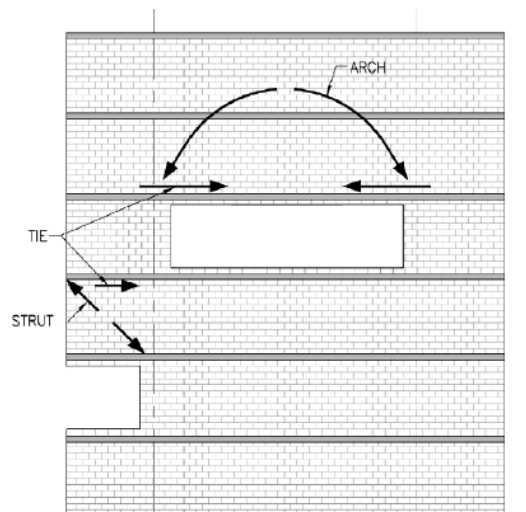


Figur 2.13 – Upphängning i ovanliggande konstruktion då bärverk slås ut, Thelandersson 2013.

Fackverket aktiveras först då deformationer uppstår i systemet, på detta sätt skapas en styvare konstruktion med ökad redundans och därmed möjlighet till alternativa lastvägar då lokala brott uppstår.

### 2.6.2(e) Bågverkan

I konstruktioner med bärande väggar kan bågverkan uppstå då delar av väggen slås ut. Överbrygning med denna metod kan verifieras genom strut and tie (Thelandersson, 2013).



Figur 2.14 – Bågverken då bärverk slås ut, Thelandersson 2013.

## 2.7 Eliminera/minska risk för lokalt brott (Väsentlig bärverksdel)

En bärverksdel som inte kan ges erforderlig robusthet kan dimensioneras som väsentlig bärverksdel. Metoden syftar till att ge specifik bärverksdel kapacitet att motstå olyckslast. Detta uppnås genom att dimensionera bärverk för en exceptionell last,  $A_d$ , vilken härstammar från olyckan i Ronan Point (Institution of Structural Engineers, 2010).

Om det förefaller finnas andra hot mot en komponents strukturella integritet rekommenderas dimensionerande laster enligt EN 1991-1-7 (2010) beroende på typ av händelse (exempelvis påkörningslast). Det ska poängteras att dimensionering enligt denna metod inte förbättrar byggnadens robusthet utan dess strukturella integritet.

## 2.8 Segmentering av områden

Segmentering av områden innebär att en större konstruktion delas upp i inbördes oberoende konstruktioner genom att exempelvis arrangera rörelsefogar. I fall då segmentering tillämpas skall respektive konstruktion behandlas separat med avseende på robusthet. I EN 1992-1-1 (2005) skrivs:

*”Om en byggnad indelas med dilatationsfogar i konstruktivt oberoende delar, bör varje del ha ett oberoende system av sammanhållningsarmering.”* EN 1992-1-1 9.10.1 (3)

Segmentering kan vara fördelaktigt i konstruktioner där det föreligger risk att flera konstruktionsdelar slås ut vid exceptionell lastsituation. Vid stora olyckor eller komplexa byggnader kan det vara svårt att förhindra fortskridande ras och fördelaktigt att begränsa brott till ett område.

Eurokod behandlar endast robusthet och strukturell integritet på elementnivå och skriver ingenting om det mer extrema scenario där en större del av byggnadens bärande system slås ut (Starossek & Wolff, 2005). En robust byggnad karakteriseras av att lasterna vid en lokal skada kan omfördelas till resterande bärverk och föras ner till grunden. Detta bygger på att resterande bärverk innehar erforderlig bärförmåga att ta hand om tillskottet, något som inte explicit måste kontrolleras enligt Eurokod (Starossek et al., 2010). Om detta inte är fallet kommer lokal skada per definition leda till fortskridande ras. Segmentering gör att byggnader som utsätts för exceptionella laster som slår ut en signifikant del av bärverket inte går till total kollaps vid fortskridande ras.

### 2.8.1 Systematiska fel

En annan situation där lokal skada kan leda till total kollaps är systematiska fel. Systematiska fel karakteriseras av att flera bärverksdelar, i värsta fall närliggande, av någon anledning underdimensioneras. Det är uppenbart att närliggande bärverk vid systematiskt fel inte kan ta upp den omfördelade lasten.

Ett exempel på detta är ett byggnadsras i Ystad, 25 Maj 2012, där ett trevåningshus som byggdes i anslutning till en befintlig byggnad totalkollapsade. När entreprenören anlände till projektet på morgonen så hade hela nybyggnationen kollapsat. I en senare utredning framkom det att raset berodde på att i princip alla interna pelare var underdimensionerade. Det framgick även att vissa raskopplingar antingen saknades eller var felaktigt utförda.

Eftersom ett av kantupplagen i Ystadsraset delades med den befintliga byggnaden är raset ett bra exempel på när segmentering kan vara fördelaktig. Att kantupplaget, efter ras, var intakt tyder på att raskopplingarna inte fungerade. I det hypotetiska fallet att raskopplingar i Ystad hade varit väl utförda och all last från pelarraden hade omfördelats till kantupplagen hade hela byggnaden, inklusive befintlig del, kunnat gå till brott i fortskridande ras. Detta gäller självklart endast om kantupplag inte varit dimensionerat för att ta den extra lasten, något som även nämnts tidigare inte måste explicit kontrolleras enligt Eurokod.

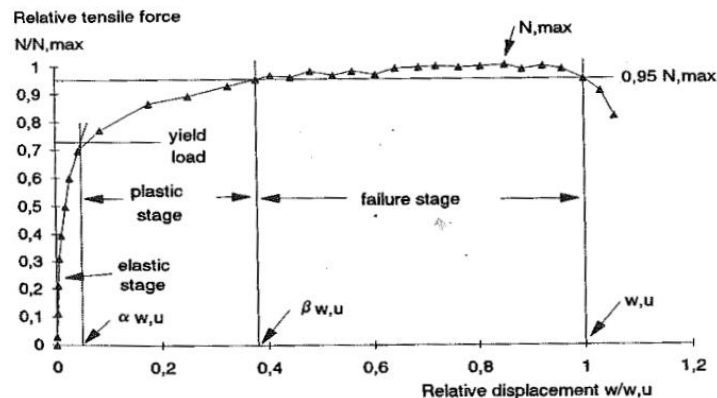
I Ystadsfallet kan man argumentera att raset, eftersom i princip alla interna vertikala bärverk gick till brott, inte var oproportionellt mot händelsen. Faktum kvarstår att mänskliga fel i utförande och dimensionering är en del av osäkerheten. Grova mänskliga, i synnerhet systematiska, fel är inte något som kan kompenseras med förbättrade normer och regelverk utan något som måste behandlas på annat sätt. En åtgärd för hantering av mänskliga fel är utbildning. Problemet är dock inte alltid bristande kompetens utan andra faktorer som stress, dålig kvalitetskontroll under byggnation och bristande granskning under projektering tillsammans med dålig ansvarsfördelning. I den engelska rapporten *Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings (2010)* beskrivs vikten av att alltid ha en person som har övergripande ansvar för robustheten i projekt.

# Kapitel 3 - Teori

## 3.1 Sprickbredd

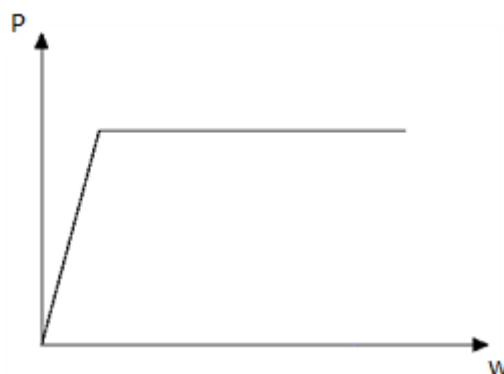
För antagen deformationsmod (enligt figur 2.8) begränsas nedböjningen av deformation i dragband. Deformation i dragband är starkt beroende av den sprickbredd som kan utvecklas innan slutgiltigt brott. I följande avsnitt beskrivs hur sprickbredd kan beräknas.

Deformationsförloppet av dragband delas in i tre steg, där figur 3.1 visar hur dragband töjs elastiskt och sedan plasticeras innan slutgiltigt brott.



Figur 3.1 – Kraft-deformationsdiagram från försök med armeringsjärn (Ks40) i rent dragtest i armerad betong (Engström, 1992).

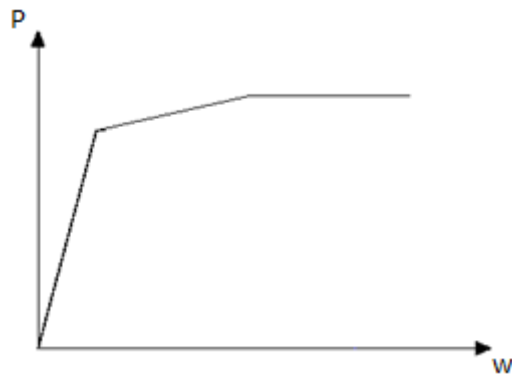
Idag antas ofta ett förenklat ideal elastisk-plastiskt materialbeteende enligt figur 3.2 (Engström, 1992). Studier inom förankring av armering i betong baserar ofta på detta förenklade beteende, där man lagt in en viss säkerhetsmarginal för att säkerställa att den plastiska kapaciteten i förband uppnås. Under vanliga dimensioneringssituationer (främst elastiskt beteende) är detta ofta en fullt tillräcklig modell.



Figur 3.2 – Förenklat ideal elastisk-plastiskt materialbeteende.

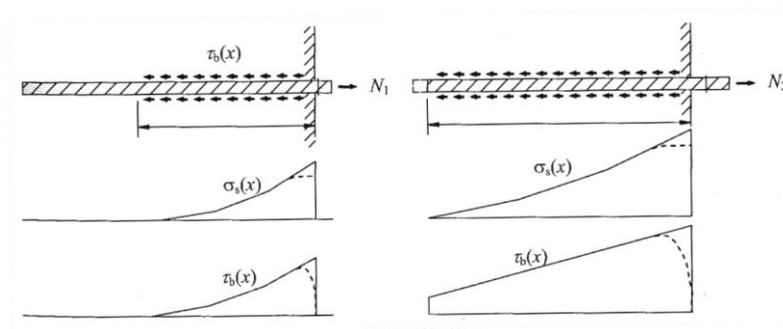
Vid analys av sprickbredd (utnyttjas vid linverkan) krävs en modell som beaktar den plastiska spänningsökningen efter elastisk zon enligt figur 3.3 (Engström, 1992).





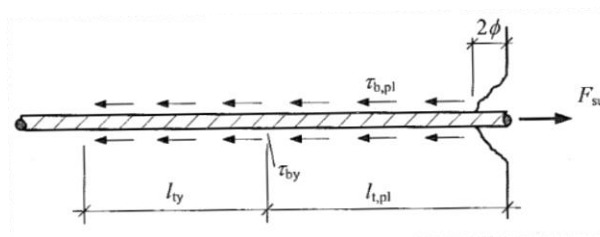
Figur 3.3 – Förenklat elastisk-plastiskt materialbeteende med hänsyn till plastisk härdning.

När en betongomsluten armeringsstång utsätts för en normalkraft uppstår en mothållande kraft från vidhäftningsspänningar mellan stål och betong. Vidhäftningsspänningarna verkar på en viss längd av stången, överföringslängden, med en storlek som beror på betongkvalitet, stångens släthet och diameter (fib, 2008). Vidhäftningsspänningen är störst i belastad ände och minskar längs överföringslängden,  $l_{ty}$ . En förenkling som används är att vidhäftningsspänningen,  $\tau_b$ , minskar linjärt över hela överföringslängden och spänningen i stången,  $\sigma_s$ , minskar olinjärt (figur 3.4 höger) (fib, 2008).



Figur 3.4 – Verkliga spänningsförhållanden (vänster) och förenklade spänningsförhållanden (höger) i betongomsluten armeringsstång utsatt för dragkraft, N (fib, 2008).

Spänningar över elastisk gräns gör att stålet plasticeras. Innan slutgiltigt brott i stålet ökar spänningen ytterligare under den plastiska spänningsökningen, vilken måste balanseras av vidhäftningskrafter i betongen. Då stålet plasticeras minskar vidhäftningsspänningen till  $\tau_{b,pl}$  över en viss längd av stången,  $l_{t,pl}$ , på vilken töjningen ökar betydligt (se figur 3.5).



Figur 3.5 – Visualisering av plastisk zon,  $l_{t,pl}$ , och elastisk zon,  $l_{ty}$ , samt sprucken zon (fib, 2008).

Vidhäftningsspänningen,  $\tau_{bm,pl}$ , är den genomsnittliga spänningen i den plastiska zonen,  $l_{t,pl}$ , och beror på betongkvalitet och vidhäftningsförhållande (fib, 2008). Antagande om dåliga respektive bra vidhäftningsförhållanden påverkar vidhäftningsspänningen med en faktor 2. En enkel kraftjämvikt leder till:

$$l_{t,pl} = \frac{F_{su} - F_{sy}}{\tau_{bm,pl} \cdot \pi \cdot \emptyset} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{bm,pl}} \cdot \frac{\emptyset}{4} \quad (\text{ekv. 3.1})$$

$$\tau_{bm,pl} = 0,27 \cdot \sqrt{\tau_b} \quad (\text{ekv. 3.2})$$

$\tau_b = 2,5\sqrt{f_{cc}}$  vid goda vidhäftningsförhållanden

$\tau_b = 1,25\sqrt{f_{cc}}$  vid sämre vidhäftningsförhållanden

$F_{su}$  och  $F_{sy}$  beskriver brotts- respektive flytkraft

$f_u$  och  $f_y$  beskriver brotts- respektive flytspänning

$\emptyset$  beskriver armeringsjärnets diameter

Innan stålet går till materialbrott, spricker betongen i belastad ände. Sprickorna börjar från kammarna på armeringen och går snett mot fri ände. Följden blir att en betongkon slits ur betongen. Med experiment har man fastställt att djupet på konen uppgår till dubbla diametern ( $2\emptyset$ ) (fib, 2008). Eftersom inga vidhäftningsspänningar kan uppstå i sprucken zon plasticerar stålet fritt. Det bör tilläggas att  $2\emptyset$  är på säkra sidan vid kontroll av sprickbredd i bruksstadiet men är på osäkra sidan med hänsyn till duktilitet där man eftersträvar stora sprickbredder.

Den totala deformationen,  $s_u$ , består av elastisk deformation,  $s_y$ , och plastisk deformation över  $l_{t,pl}$ . Elastisk deformation är svår att ta fram analytiskt då spänningsfördelningen är komplex och bygger därför på ett empiriskt framtaget uttryck (ekv. 3.3). Den första termen bygger på elastisk töjning över  $l_{t,y}$  och den andra termen tar hänsyn till sprucken zon (fib, 2008).

$$s_y = 0,288 \left( \frac{\emptyset \cdot f_y^2}{\tau_b \cdot E_s} \right)^{0,714} + \frac{f_y}{E_s} 2\emptyset \quad (\text{ekv. 3.3})$$

$E_s$  beskriver armeringsstålets elasticitetsmodul

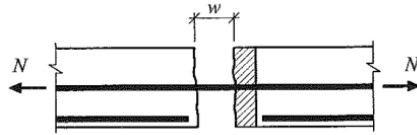
Det plastiska bidraget är ofta betydligt större än det elastiska, varför man i vissa fall försummar det elastiska bidraget (Engström, 1992). Om hänsyn tas till det elastiska bidraget erhåller man uttryck enligt ekvation 3.4 där  $\varepsilon_{sm,pl}$  är den genomsnittliga plastiska töjningen som kan sättas till halva brotttöjningen,  $\varepsilon_{su}$  (fib, 2008).

$$s_u = s_y + \varepsilon_{sm,pl} \cdot l_{t,pl} \quad (\text{ekv. 3.4})$$

$$\varepsilon_{sm,pl} = 0,5\varepsilon_{su} \quad (\text{ekv. 3.5})$$

Beräkning av  $s_u$  ger total deformation av en ände av armeringsjärnet. Den totala sprickbredden,  $w_u$ , (se figur 3.6) ges av summan av töjningarna från respektive sida av sprickan:

$$w_u = 2 \cdot s_u \quad (\text{ekv. 3.6})$$



Figur 3.6 – Definition av sprickbredd,  $w$  (fib, 2008).

Empiriska försök (Engström, 1992) på dragbelastade armeringsjärn har verifierat att teorin för sprickbredd stämmer väl överens med verkligheten.

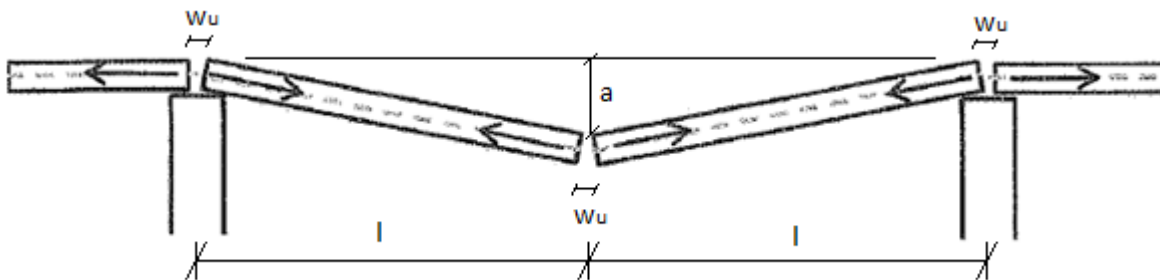
### 3.1.1 Sprickbreddens inverkan på deformation

För att linverkan skall utvecklas på ett effektivt sätt i ett dragband krävs stora deformationer (fib, 2012). För att åstadkomma deformationer krävs töjning i dragbandet. En viss töjning av dragband ger en vertikal deformation,  $a$ , enligt pythagoras sats (ekv. 3.7).

$$a = \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} \quad (\text{ekv. 3.7})$$

$\Delta l$  beskriver deformationen av dragbandet längs sträckan  $l$

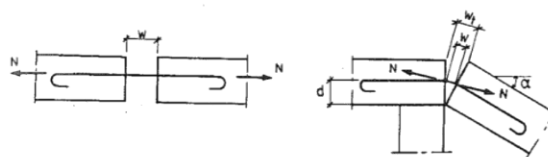
För dragband ingjutet i betong gäller det vanligtvis (i fallet kamstång eller annat järn med bra vidhäftning) att töjning främst koncentreras lokalt till sprickor (fib, 2012). Försök visar att sprickor vanligtvis uppstår vid anslutning till upplag och/eller skarvar (Engström, 1992). För linverkan kan det antas att en spricka utvecklas vid varje upplag (inklusive borttagen pelare). Varje spricka erhåller en sprickbredd  $w_u$  vilket ger en total sprickbredd på  $3w_u$ . Total sprickbredd är densamma som dragbandets deformation,  $2\Delta l$ , enligt ekvation 3.7. Detta är ett antagande på säkra sidan då uppkomst av fler sprickor resulterar i mer förmånlig deformation (Engström, 2013). Vidare kan det antas att betongelement är mycket styva relativt fogar och förblir plana under deformationerna (fib, 2012). Med utgångspunkt från sprickor och styvhet i betongen kan systemets geometri modelleras enligt figur 3.7.



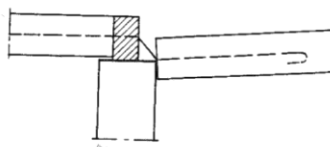
Figur 3.7 – Beteckningar och modell som tillämpas vid beräkningar med linverkan (fib, 2012).

Teorin som beskrivs i avsnitt 3.1 är baserad på ren dragkraft enligt figur 3.8 (vänster). Verkliga förhållanden i anslutning mellan prefabricerade element är av mer komplex karaktär. Deformationen inkluderar även böjning där rotationskapaciteten för anslutningarna bör beaktas (figur 3.8 höger). Målet är dock att ta fram en modell som beskriver verkligt beteende utan att bli alltför komplex. Tidigare forskning (Engström, 1992) tyder på att den enklare teorin baserad på ren dragkraft är applicerbar även vid analys av de mer komplexa förhållandena som uppstår vid rotation. Detta bygger på att bjälklag inte förlorar kontakt med upplag enligt figur 3.9. Om detta inträffar uppstår mer

komplexa spänningsfördelningar vilket inte behandlas i denna rapport. För detta hänvisas till Engströms (1992) avhandling.



Figur 3.8 – Sprickbredd vid rent drag (vänster) och rotation (höger) (fib, 2008).



Figur 3.9 – Situation då bjälklag tappas kontakt med upplag (fib, 2008).

## 3.2 Duktilitet

En avgörande egenskap för en konstruktionens förutsättningar att motstå ett fortskridande ras är dess beteende vid brott. Vid spröda brott uppstår en snabb spricktillväxt, där plötsliga och oförutbestämda kollapser kan inträffa. Motsatsen är ett segt brott där spricktillväxt är relativt långsam och stora deformationer kan indikera fel och förhindra kollaps. Sega brott har en hög duktilitet, som är ett mått på materialets förmåga till plastisk deformation. Duktilitet är en viktig egenskap vid rassituationer (Engström, 1992) och är direkt kopplad till konstruktionens förmåga att omfördela laster och dess möjlighet till energilagring. Både materiell och geometrisk icke-linjäritet är kopplad till plastiska deformationer. Vidare minskar behovet av hög hållfasthet vid ökad duktilitet (fib, 2012). Flera överbryggande effekters kapacitet (exempelvis linverkan) är direkt korrelerade till bärverksdelars och detaljers förmåga att plasticera och möjliggöra deformation.

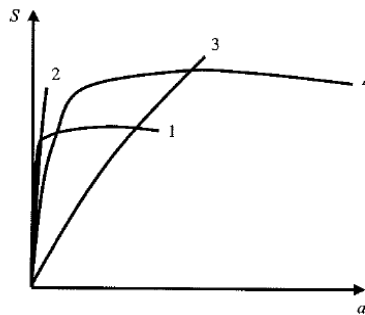
Generellt finns inga explicita krav på duktilitet i detaljer. Dimensionering regleras endast av minimikrav på kapacitet och erforderlig duktilitet antas implicit uppnås. Konstruktionens brottbeteende påverkas dock i stor grad av hur detaljer är utformade (Institution of Structural Engineers, 2010). För betongbyggnader gäller generellt att platsgjutna konstruktioner fungerar bra med avseende på kontinuitet och duktilitet utan större åtgärder. Detta gäller eftersom de vanligtvis har god sammanhållning i två riktningar. För prefabricerade konstruktioner gäller motsatsen och stor vikt måste läggas på utformning av kontinuitet och duktilitet (Institution of Structural Engineers, 2010).

Duktilitet blandas ofta ihop med deformerbarhet. Deformerbarhet är ett mått på maximal förskjutning innan brott medan duktilitet är kopplad till materialets förmåga till plastiska deformationer över materialets flytspänning och samtidigt bibehålla en betydande lastupptagningsförmåga. Engström (1992) använder  $\mu$  som en av materialparametrarna då duktilitet undersöks. Denna definieras som kvoten mellan brott- och flytspänning:

$$\mu = \frac{f_u}{f_y} \quad (\text{ekv. 3.8})$$

där  $f_u$  är brottspänning och  $f_y$  är flytspänning

Hög duktilitet innebär att stor del av deformationen sker plastiskt, men inget om deformationens absoluta värde. Figuren nedan visar två material med spröda materialegenskaper (2, 3) och två med duktila egenskaper (1, 4). Jämförelse mellan material 1 och 3 visar att material 3 har högre deformierbarhet medan material 1 har högre duktilitet.



Figur 3.10 – Fyra material med olika kraft- förskjutningsamband.

I EN 1992-1-1 (2005) definieras olika duktilitetsklasser. Armeringsjärn delas in i olika klasser beroende på kvoten mellan brottspänningen och flytspänningen ( $f_u/f_y$ ) och brottstukningen ( $\epsilon_{uk}$ ) där klass C är mest duktil. Dagens armeringsjärn (B500BT) tillhör klass B.

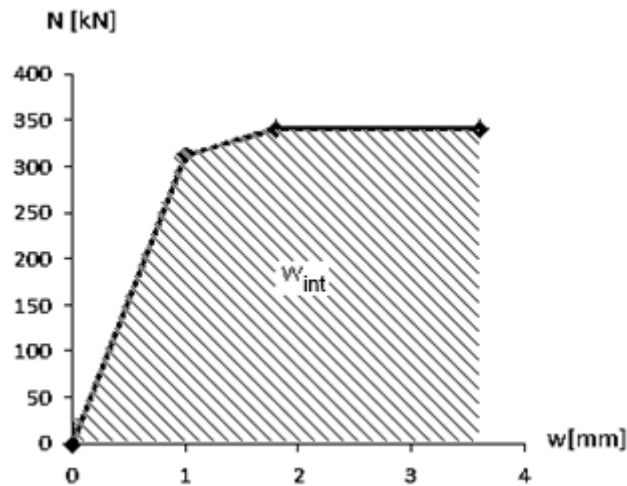
Table 1 – Materialelegenskaper för respektive duktilitetsklass.

Klass	A	B	C
$f_u/f_y$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
$\epsilon_{uk} [\%]$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Ett vanligt förenklat sätt att beskriva duktilitet är med den relativa töjningsenergin, vilken definieras i avsnitt 3.2.1.

### 3.2.1 Relativ töjningsenergi, $\xi(w)$

Faktorn  $\xi(w)$  beskriver förhållandet mellan verklig lagringskapacitet och ren plastisk lagringskapacitet och är ett mått på hur mycket av energilagringen som utgörs av elastisk töjning. Den totala töjningsenergin,  $W_{int}$ , kan beräknas genom att integrera normalkraften i ett kraft-förskjutningsförhållande med avseende på töjning enligt figur 3.11 (fib, 2012).



Figur 3.11 –  $W_{int}$  erhålls genom integration av kraft,  $N$ , med avseende på deformation,  $w$ , där  $N$  är normalkraft i komponent vid en given deformation,  $w$

I dimensioneringssituationer för fortskridande ras är en hög relativ töjningsenergi viktig eftersom detta ökar systemets möjlighet absorbera den kinetiska energi som frigörs då systemet förlorar ett upplag och börjar falla. Ett förenklat sätt att beakta energiupptagningsförmågan är att införa ett dimensionslöst mått på duktilitet,  $\xi(w)$  (fib, 2012). Det beräknas enligt:

$$\xi(w) = \frac{W_{int}}{N_u \cdot w_u} \quad (\text{ekv. 3.9})$$

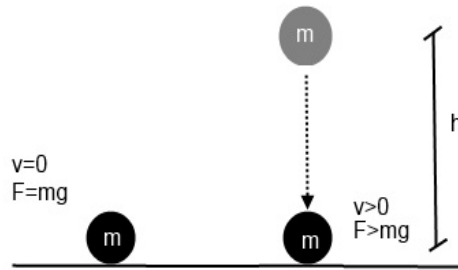
där  $W_{int}$  är inre arbete vid en given töjning,  $N_u$  är brottkraft och  $w_u$  är max sprickbredd

För en given brottkraft i en bärverksdel ökar förmågan att absorbera energi med ökad deformerbarhet och duktilitet. Arbetsenergin är kopplad till kraft och sträcka. Hög deformerbarhet ökar det inre arbetet eftersom sträckan ökar. Hög duktilitet innebär att stor kraft uppnås tidigt i töjningen och verkar längs en större del av sträckan (fib, 2012).

Avsnitt 3.3 behandlar hur man med hjälp av den relativa töjningsenergin kan beräkna vilken energiupptagningsförmåga och lastkapacitet ett bärverk har.

### 3.3 Dynamiska beräkningar

För att belysa inverkan av dynamiska effekter används ett pedagogiskt exempel. Figur 3.12 visar två objekt med massan  $m$ . Det första objektet ligger marken medan det andra faller fritt från höjden  $h$ . Objektet till vänster kan jämföras med statisk beräkning, där kraftresultanten är produkten av massan och gravitationskonstanten. På grund av det fallande objektets initiella lägesenergi kommer rörelseenergi att genereras under fallet. Samma statiska beräkning för detta objekt ger en kraftresultant som understiger den faktiska resultanten eftersom ingen hänsyn tas till den genererade kinetiska energin. Med detta pedagogiska exempel är det enkelt att förstå hur statiska beräkningar kommer underskatta kraftresultanten. Principen är densamma för fallet med ett deformerat bjälklag vid förlust av upplag.



Figur 3.12 – Visualisering av skillnad mellan dynamisk och statisk last med två godtyckliga objekt med massan  $m$ .

Om en vertikal bärverksdel slås ut vid lokal skada måste lasterna i det skadade området överbryggas, för att förhindra att rasmassor belastar nedanförliggande våningsplan. Om man utgår från att den överbryggande funktionen utnyttjar stora deformationer (linverkan i skelettstomme och skivverkan i väggstomme) är det viktigt att beakta de dynamiska effekter som uppstår i övergången till alternativa verknings sätt. Det är på säkra sidan att anta att pelaren slås ut momentant och inte tillför något motstånd då bjälklaget deformeras. Bjälklaget kommer vid lokalt brott inte längre vara i statisk jämvikt vilket resulterar i en vertikal acceleration. Den kinetiska energi som bildas måste upptas och balanseras av töjning av armeringsstålet för att återgå till jämvikt. Engström (1992) har utvecklat en metod för beräkning av dynamiska effekter som bygger på energijämvikt enligt:

$$\frac{m}{2} \left( \frac{da_{qz}}{dt} \right)^2 + \frac{I_m}{2} \left( \frac{d\alpha}{dt} \right)^2 = m \cdot g \cdot a_{qz} - \sum_i \int_0^{w_i} N_i(w_i) dw_i \quad (\text{ekv 3.10})$$

$a_{qz}$  beskriver vertikal förskjutning av systemets tyngdpunkt

$\alpha$  beskriver armeringsjärnets vinkel mot horisontalplanet

$t$  beskriver tiden

$m$  beskriver systemets massa (egentyngd + ev. laster)

$N_i$  beskriver kraft i armeringsjärn  $i$

$w_i$  beskriver sprickdeformation av armeringsjärn  $i$

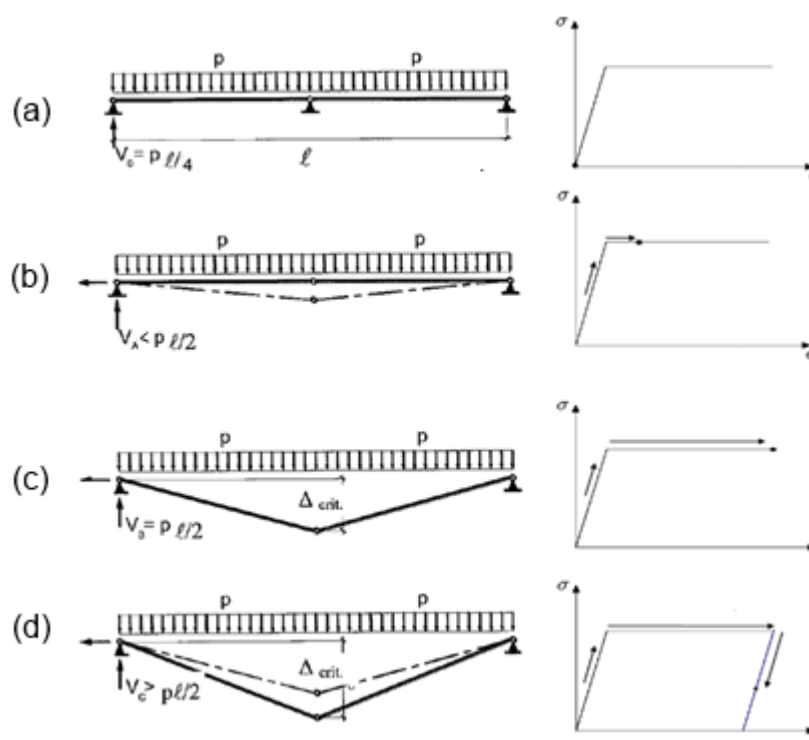
$I_m$  beskriver systemets masströghetsmomentet

Termerna i vänsterledet beskriver kinetisk energi för translation respektive rotation. De två termerna i högerledet beskriver frigjord potentiell energi respektive upptagen energi i armeringsstål. Den kinetiska energin balanseras av differensen mellan den potentiella energi som frigjorts till följd av en vertikal förskjutning,  $a_{qz}$ , av systemets massa och den energi som absorberats genom töjning av armeringsstålet.

I dynamiska beräkningar skall två villkor uppfyllas för att systemet inte skall gå till brott. Det första villkoret säger att systemets nedåtriktade hastighetskomponent måste bli noll. Det första villkoret skall inte förväxlas med att systemet befinner sig i statisk jämvikt, vilket är kravet för att det andra villkoret skall vara uppfyllt. Det är inte tillräckligt att systemet når en statisk jämvikt utan måste även ha kapacitet att bromsa rörelsen. Hastigheten minskar först då statisk jämvikt är uppnådd.

I fallet med linverkan är det vanligt att det första villkoret är begränsande. En situation där det andra villkoret kan vara begränsande är vid användning av armeringsjärn med olika materialegenskaper eller dimension. Det är möjligt att ett eller flera järn går till brott under den initiella deformationen men att de mest deformerbara järnen klarar sig. Töjningsenergin som absorberas i de järn som går till brott kan tillgodoräknas under den dynamiska energiberäkningen men givetvis inte i statisk jämvikt. Ett annat fall där det andra villkoret kan vara begränsande är vid överbryggning med utnyttjande av bärande väggar i konsol (fib, 2008).

Då en pelare eller annan bärverksdel försvinner utsätts systemet för en resulterande nedåtriktad vertikal kraft som accelererar systemet (figur 3.11 (b)). När deformationerna är så stora att vertikal jämvikt uppnås (figur 3.11 (c)) börjar systemet retardera men deformeras fortfarande på grund av den kinetiska energin. Då den nedåtriktade rörelsen upphör och den kinetiska energin blir noll är det troligt att systemet börjar accelerera uppåt (figur 3.11 (d)) eftersom den vertikala reaktionen i pelarna är större än den resulterande kraften från lasten. Det första villkoret är nu uppfyllt. Det andra villkoret, statisk jämvikt, nås först då systemet fluktuerar runt sitt jämviktsläge och rörelsen slutligen upphört. Eftersom töjningen i verkligheten är plastisk och icke-reversibel är det troligt att spänningen i linan minskar samtidigt som töjningen minskar elastiskt.



Figur 3.11 – Beskriver hur stödreaktionen varierar efter brott (vänster) och spänning-töjningsdiagram för dragband (höger).

Då systemet når kritisk deformation måste den kinetiska energin, för att undvika brott, vara noll vilket leder till ekvation 3.11. Ekvationen säger att all energi som frigörs då systemets tyngdpunkt flyttar en sträcka  $a_{qz}$  måste tas upp genom töjning av armeringsjärnen.

$$m \cdot g \cdot a_{qz} = \sum_i \int_0^{w_i} N_i(w_i) dw_i \quad (\text{ekv. 3.11})$$



Termen i högerledet beskriver den, i stålet, absorberade energin och kan erhållas genom att integrera kraften i stålet med avseende på töjning. Om man utnyttjar den så kallade relativa energikapaciteten för stålet,  $\xi(w)$ , (se ekvation 3.9) och uttrycker massa och tyngdaccelerationen i vänsterledet som en kraft,  $Q$ , kan uttrycket 3.11 skrivas:

$$W_{int}(w) = \int_0^w N(w)dw \quad (\text{ekv. 3.12})$$

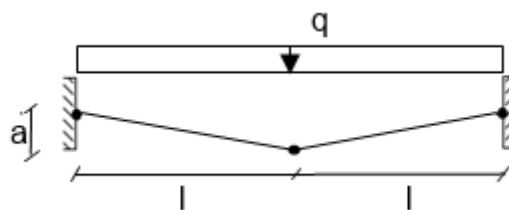
$$Q \cdot a_{qz} = \sum_i \xi(w) \cdot N_{i,u} \cdot w_{i,u} \quad (\text{ekv. 3.13})$$

Det är enkelt att visa hur den statiska och dynamiska kapaciteten förhåller sig till varandra. För en given geometri kan den statiska kapaciteten approximativt beräknas till:

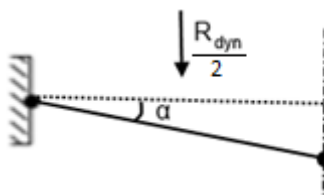
$$R_{stat} = 2 \cdot \sin\alpha \cdot N_u = 2 \cdot \frac{a}{l + \Delta l} \cdot N_u \quad (\text{ekv. 3.14})$$

$$\approx \frac{2a}{l} \cdot N_u$$

där  $N_u$  beskriver dragbandets brottkapacitet och  $\Delta l$  är dragbandets töjning



Figur 3.12 – Geometri och modell för dynamisk beräkning med jämnt utbredd last,  $q$ .



Figur 3.13 - Geometri och modell för dynamisk beräkning med ekvivalent punktlast,  $R_{dyn}$ .

Den dynamiska kapaciteten kan beräknas utgående från ovanstående teori med inre och yttre arbete. Yttre och inre arbetet beräknas enligt:

$$W_y = q \cdot 2 \cdot l \cdot \frac{a}{2} = R_{dyn} \cdot \frac{a}{2}$$

där  $R_{dyn}$  definieras av  $q \cdot 2 \cdot l$

$$W_i = 3 \cdot \xi(w) \cdot w_u \cdot N_u$$

där  $w_u$  beskriver sprickbredd vid brott (se ekvation 3.9)

Eftersom inre och yttre arbete måste vara lika stora ges den dynamiska kapaciteten,  $R_{dyn}$ , till:

$$W_y = W_i$$

$$R_{dyn} \cdot \frac{a}{2} = 3 \cdot \xi(w) \cdot w_u \cdot N_u \quad (\text{ekv 3.15})$$

Förhållandet mellan dynamisk och statisk kapacitet kan nu beräknas genom utnyttjande av ekvation 3.14 enligt:

$$R_{dyn} = \xi(w) \cdot R_{stat} \quad (\text{ekv 3.16})$$

där  $a$  approximativt kan beskrivas av  $\sqrt{3w_u l}$  (fib 2012)

Resultatet motsäger den konventionella härledningen enligt fib (2008), där den statiska kapaciteten skiljer sig från den dynamiska med en faktor 2 vid ren plastisk energiupptagning i materialet ( $\xi(w) = 1$ ). Skillnaden kan ligga i att fib (2008) har modellerat lasten som en ekvivalent last i mittspann vilket ökar det yttre arbetet med en faktor två och halverar därmed den dynamiska kapaciteten. Det kan tilläggas att detta lastfall inte är ekvivalent med en jämnt utbredd last.

### 3.4 Linverkan

Linverkan är ett vanligt sätt att överbrygga lokal skada (fib, 2012). Linverkan utnyttjar den extra kapacitet som ett tvärsnitt erhåller då verkningssättet övergår från momentbelastat (balkverkan) till axiellt belastat tvärsnitt (linverkan). Med rätt förutsättningar kan linverkan effektivt överbrygga skadat område. Eftersom linverkan bygger på att tvärsnittet belastas axiellt krävs stora deformationer för att få en betydande vertikal komponent i linan.

Eftersom böjning och konsolverkan endast fungerar vid relativt små deformationer ( $a <$  balktvärsnittets höjd) är linverkan systemets sista möjlighet att överbrygga skada (fib, 2012). Faktum att linverkans lastupptagande förmåga är direkt korrelerad till systemets möjlighet att deformera gör beräkningar med dragband i betongbjälklag relativt komplicerade. Detta eftersom deformationen, utöver armeringsstålets materialegenskaper, beror på lokal sprickbildning i betongen (fib, 2012). En mer ingående analys av sprickbredd och deformation behandlas i avsnitt 3.1.

Vid beräkningar med linverkan utnyttjas ofta en modell där linans form modelleras bilinjär enligt figur 3.14 med motivering från avsnitt 3.1.1. Vinkeln mot horisontalplanet är av stor vikt vid bestämning av dragbandens lastkapacitet. Större vinkel ger större lastkapacitet men även mindre horisontella upplagskrafter. När man räknar med linverkan som överbryggande system är det viktigt att beakta horisontella krafter på global nivå.

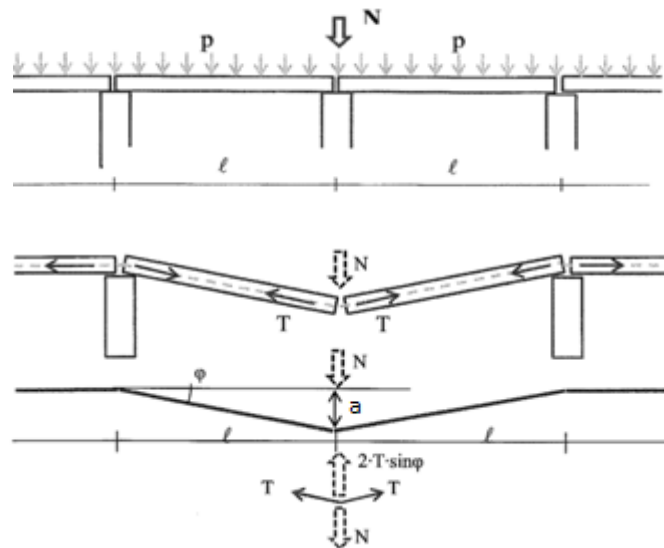
Modellen ger en triangelformad nedböjning med maximal deformation,  $a_{max}$ , i spannets mitt. Med antagen geometri och statisk jämvikt är det enkelt att härleda ett uttryck för erforderlig dimensionerande dragkraft. Beteckningar framgår av figur 3.14.

$$T = \frac{N}{2} \sqrt{\left(\frac{l}{a_{max}}\right)^2 + 1} \quad (\text{ekv 3.17})$$

Alternativt kan samma uttryck beskrivas utgående från töjningen i dragbandet,  $\Delta l$ .

$$T \approx \frac{N}{\sqrt{2 \cdot \frac{\Delta l}{l}}}$$

(ekv 3.18)



Figur 3.14 – Geometri innan och efter borttagning av pelare samt beteckningar och beräkningsmodell. T är kraft i dragband, N ekvivalent vertikal last, l spännvidd innan brott och a nedböjning i mittspann (fib 2008).

Det som till synes är två enkla uttryck bygger på att systemets deformation eller töjning är given. Det finns ett antal metoder för uppskattning av dessa där varje metod bygger på ett eller flera (mer eller mindre grova) antaganden.

- fib (2012) föreslår att nedböjningen är proportionell mot spännvidden och kan uppskattas till  $0,2l$ . Detta motiveras genom praktiska tester.
- Antagande att duktilitet inte är begränsande. Nedböjning begränsas istället av våningshöjd.
- En mer ingående analys som syftar till att bestämma dragbandets töjning. Detta behandlas vidare i avsnitt 5.3.1.1.

## Kapitel 4 – Horisontella dragband

Kapitlet behandlar behovet av sammanhållningsarmering med hänsyn till olyckslast och fortskridande ras. Armeringens syfte är att öka konstruktionens robusthet och ge möjlighet att motstå potentiella olyckslaster. Denna armering har ofta även syfte att medverka till vanlig stabilisering av konstruktionen, vilket inte kommer behandlas i denna rapport. Inledningsvis behandlas horisontella dragband, som främst behandlas i EN 1991-1-7 (bilaga A) och EN 1992-1-1 (avsnitt 9.10). Många argument, formuleringar och tolkningar kommer från intervjuer med aktörer i branschen. På grund av ämnets känsliga karaktär kommer inga aktörer att namnges eller kopplas till företag.

Avsnittet är tänkt att behandla respektive steg i bifogat flödesschema (bilaga B) fram till kompletterande åtgärder för konsekvensklass 2b som behandlas vidare i kapitel 5.

### 4.1 Val mellan EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1

Branschen är inte överens om vilken av EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1 som gäller. En del aktörer, tillsammans med Bo Westerberg (2010), anser att EN 1992-1-1 gäller eftersom den är normativ och EN 1991-1-7 är informativ. Andra aktörer anser att EN 1991-1-7 gäller med följande argument:

*”EN 1991-1-7 är förvisso informativ. Använder man en annan metod måste man dock kunna verifiera att vald metod är likvärdig eller bättre än den i EN 1991-1-7 angivna. Det räcker då inte att använda EN 1992-1-1 av gammal vana utan tillförlitligheten måste kunna styrkas.”* (Aktör i branschen, 2013)

I dagsläget finns ingen entydig uppfattning i branschen och Boverket ger motstridiga anvisningar. Bilaga A i EN 1991-1-7 definieras som informativ och EN 1992-1-1 är normativa. Samtidigt skriver Boverket i EKS 8 (2011) att de rekommenderade strategierna i bilaga A bör tillämpas för byggnader. Till detta kommenterar Bo Westerberg (2013):

*”EKS 8 anger två avvikelser till EN 1992-1-1 avsnitt 9.10, nämligen att Q2 i 9.10.2.2 (2) och Q4 i 9.10.2.3 (4) inte behöver begränsas neråt (vilket ersätter en rekommenderad undre gräns på 70 kN). Dessa avvikelser är inte anpassade för att överensstämna med bilaga A i EN 1991-1-7, eftersom motsvarande kraft där har en undre gräns på 75 kN, vilket inte ändras i EKS 8. Boverket har alltså uttryckligen slopat en undre gräns för krafterna i EN 1992-1-1, men säger ingenting om motsvarande undre gräns i EN 1991-1-7. Inte heller i övrigt har man anpassat reglerna i EN 1992-1-1 till bilaga A i EN 1991-1-7.*

*Jag anser fortfarande att man kan använda reglerna i EN 1992, med ändringar i EKS 8, utan att beakta bilaga A i EN 1991-1-7. Boverket kan dock ha en annan uppfattning, och med kännedom om hur man brukar resonera när det finns oklarheter kan man befara värsta möjliga tolkning, dvs. i detta fall att man ska beakta båda regeluppsättningarna med största möjliga inverkan i varje avseende.”*

Westerberg (2013) argumenterar för att Boverket, genom att göra nationellt val i EN 1992-1-1, säger att denna skall användas före EN 1991-1-7. Vidare skriver han att det är möjligt att Boverket har en annan uppfattning och att ett sunt tillvägagångssätt är att räkna med den största dimensionerande kraften från respektive norm.

Det är viktigt att poängtera att det endast punkt (1) i avsnitt 9.10.1 (EN 1991-1-7) som är ett krav:

”(1)P 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. Följande enkla regler anses uppfylla detta krav.”

Detta innebär att det inte är ett normativt krav att använda uttrycken i EN 1992-1-1 utan ett råd som uppfyller kravet ovan. Det bör vara godtagbart att använda andra metoder (likt EN 1991-1-7) och uttryck om dessa kan visas vara likvärdiga eller bättre.

## 4.2 Dimensionering enligt Eurokod med indirekt metod

I följande avsnitt dimensioneras horisontella dragband för Scylla 3 med syfte att få en uppfattning om eventuella skillnader (för indirekt metod) mellan EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1. Efter dimensionering utvärderas resultat, skillnader och otydligheter. Slutligen diskuteras indirekt methods tillförlitlighet.

### 4.2.1 Beräkningsgång horisontella förband enligt EN 1991-1-7

För dimensionering av konstruktioner av rambärverk i konsekvensklass 2b hänvisar EN 1991-1-7 (2006) till avsnitt A.5.1 och A.5.2 för horisontella dragband.

*”Horisontala förband bör anordnas runt byggnadens omkrets i varje våningsplan och inom planet i två vinkelräta riktningar för att förbinda pelare och väggar med resten av bärverket. Förbanden bör vara kontinuerliga och anordnas så nära som möjligt till bjälklagets kanter och upplagslinjer. Minst 30 % bör placeras i upplagslinjer”*  
(EN 1991-1-7 A.5.1, 2006)

Enligt avsnitt A.5.1 ska inre och yttre dragband dimensioneras för en dragkraft enligt:

$$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \text{ dock minst } 75 \text{ kN (inre dragband)} \quad (\text{ekv 4.1})$$

$$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL \text{ dock minst } 75 \text{ kN (yttre dragband)} \quad (\text{ekv 4.2})$$

$s$  beskriver avståndet mellan förband

$L$  beskriver förbandets längd (innan brott)

$\psi$  ska enligt nationell bilaga sättas till sitt frekventa värde  $\psi_1 = 0.5$

$g_k$  beskriver egentyngd

$q_k$  beskriver variabel last

Hur bjälklag ska förankras horisontellt till bärverk framgår inte tydligt.

#### 4.2.2 Dimensionering horisontella dragband i Scylla 3 enligt EN 1991-1-7

För alla dragband används stålqualität B500BT ( $f_y=500$  MPa). Dimensionering görs enligt avsnitt 4.2.1. Utvalda delar av Scylla 3 används som exempel. Olyckslast,  $q_{olycka}$ , beräknas enligt:

$$q_{olycka} = (g_k + \psi q_k) = (3,7 + 0,5 \cdot 2,5) = 4,95 \text{ kN/m}^2$$

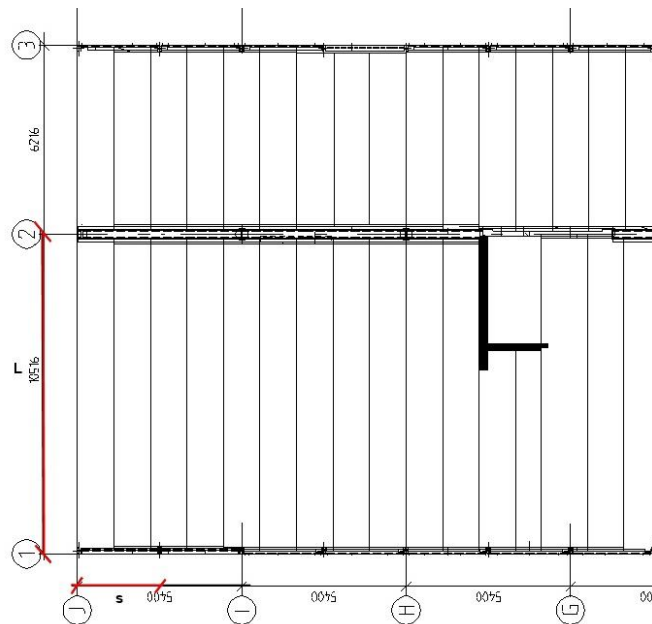
Egenvikt,  $g_k$ , antas för HDF-bjälklag till  $3,7 \text{ kN/m}^2$

Nyttig last,  $q_k$ , antas för kontorslokal till  $2,5 \text{ kN/m}^2$

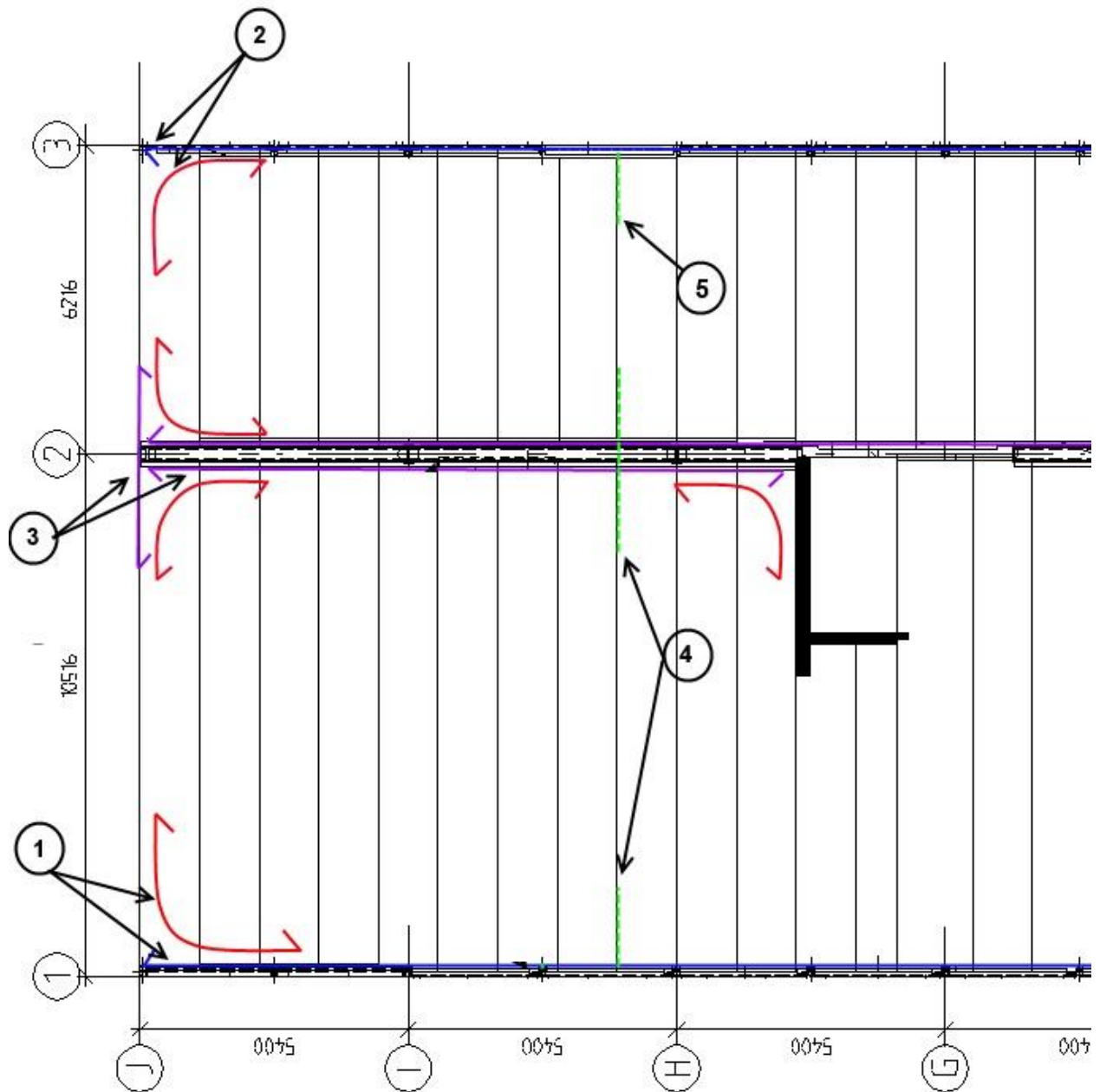
Tabell 4.1 – Dimensionerande dragkrafter

91-1-7	s [m]	L [m]	T [kN]	ekvation
1	10,5	2,7	75	4.1
2	6,2	2,7	75	4.1
3	(6,2+10,5)/2	7,3	241	4.2
4	1,2	10,5	48	4.1
5	1,2	6,2	29	4.1

De jämnt fördelade inre dragbanden (4 och 5) kontrolleras ej mot gräns (75 kN) med motivering från avsnitt 4.6.2. Detta för att den sammanlagda dragkraften i ett spann överstiger 75 kN. Längsgående dragband över inre balklinje dimensioneras för värsta fall (4). Figur 4.1 visar principen för hur s och L väljs för dragband 1 i tabell 4.1. Dragbandens placering redovisas i figur 4.2. Syftet med armeringsjärn runt hörn (figur 4.2, röd) beskrivs i avsnitt 4.6.1. Av praktiska skäl väljs dimension likt angränsande dragband.



Figur 4.1 – Figuren visar s och L för dragband 1 i tabell 4.1



Figur 4.2 – Figuren visar var respektive dragband är placerat. Yttre dragband (blå), tvärgående inre dragband (lila), längsgående inre dragband (grön), armering runt hörn (röd).

### 4.2.3 Beräkningsgång horisontella dragband enligt Eurokod 1992-1-1

”Bärverk som inte dimensioneras för specificerade olyckslaster bör ha ett lämpligt system av dragband, som kan förhindra fortskridande ras genom att möjliggöra alternativ bärning efter en lokal skada.”

(EN 1992-1-1, 1.2.1, 2005)

De dragband som beskrivs är dragband längs kant, inre dragband, horisontell förankring.

Dragband längs kant och inre dragband skall enligt Eurokod kunna ta en dragkraft enligt:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \text{ dragband längs kant} \quad (\text{ekv 4.3})$$

$$F_{tie,int} = \frac{l_1 + l_2}{2} \cdot q_3 \quad (\text{ekv 4.4})$$

$$\geq Q_4 \text{ inre dragband som koncentreras i balklinjer}$$

$$F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m inre dragband som fördelas jämnt över bjälklag} \quad (\text{ekv 4.5})$$

$$q_1 = 10 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 20 \text{ kN/m}$$

$Q_2$  och  $Q_4$  ska enligt nationell bilaga vara obegränsade

$l_1$  = spännvidd för ändfack (refereras även till  $s$ , enligt 1991 – 1 – 7 A.5.1)

Bjälklag bör förankras horisontellt till bärverk. Förankringen bör dimensioneras för 20 kN/m och begränsas av en övre gräns för pelare ( $F_{tie,col} < 150 \text{ kN}$ ).

### 4.2.4 Dimensionering horisontella dragband i Scylla 3 enligt 1992-1-1

För alla förbindare används stålqualität B500BT ( $f_y=500 \text{ MPa}$ ). Dimensionering görs enligt avsnitt 4.2.3 med mått enligt planritning från Scylla 3. Dragbandens placering redovisas i figur 4.3. Syftet med armeringsjärn runt hörn (figur 4.3, röd) beskrivs i avsnitt 4.6.1. Av praktiska skäl väljs dimension likt angränsande dragband.

Tabell 4.2 – Dimensionerande dragkrafter

92-1-1	$l$ [m]	T [kN]	ekvation
1	10,5	105	4.3
2	6,2	62	4.3
3	(10,5+6,2)/2	167	4.4
4	1,2	24	4.5
5	2,7	54	förankring mellan fasadpelare och balk
6	(7,3+5,4)/2	127	förankring mellan innerpelare och balk



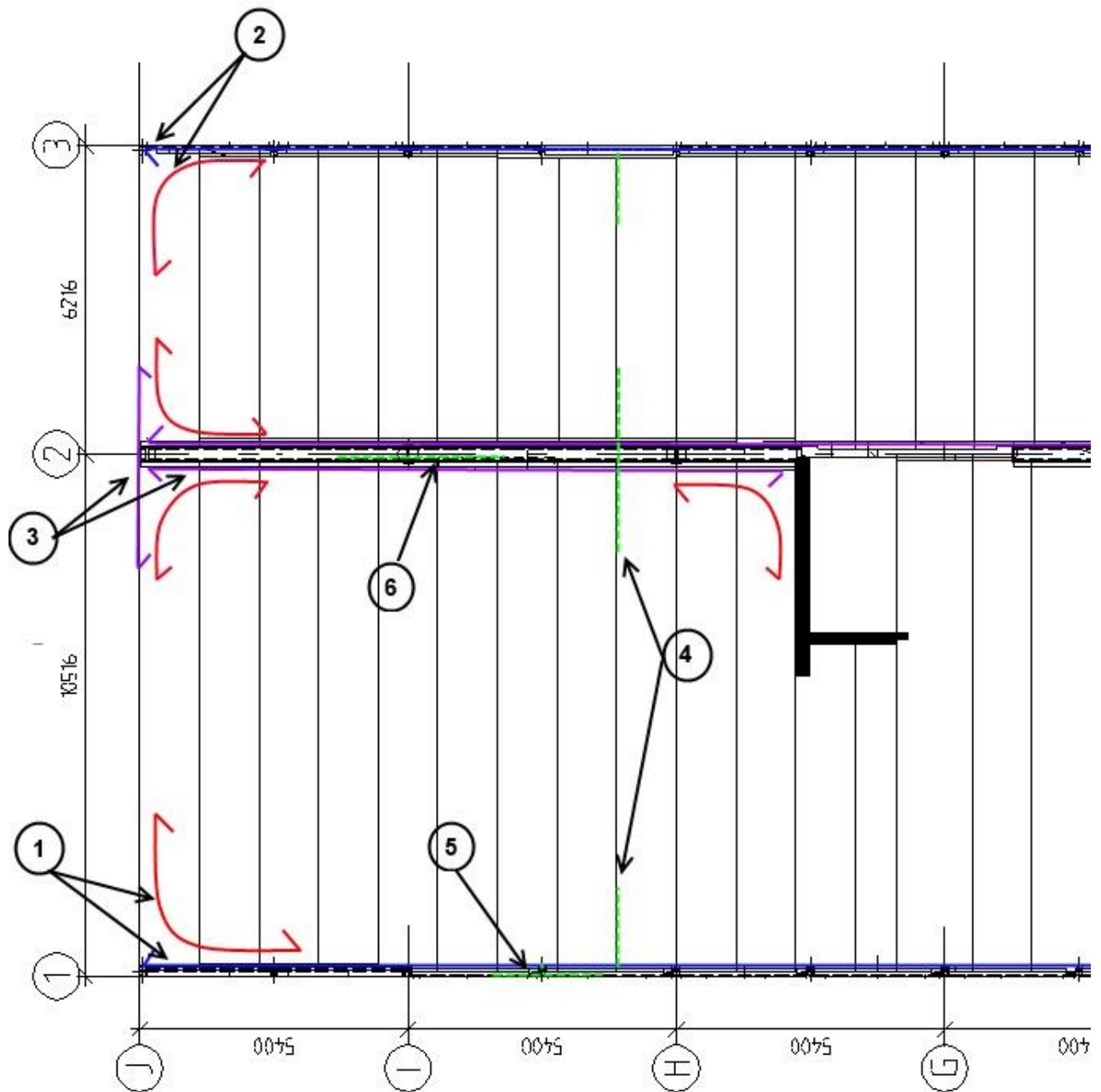


Figure 4.3 - Figuren visar var respektive dragband är placerat. Yttre dragband (blå), tvärgående inre dragband (lila), längsgående inre dragband/förankring (grön), armering runt hörn (röd).

### 4.3 Jämförelse EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1

I detta avsnitt görs på jämförelse mellan EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1. Diskussion angående dess tillförlitlighet behandlas i avsnitt 4.5.

EN 1991-1-7 ger i samtliga fall, bortsett från dragband längst en fasad, större dimensionerande dragkraft än EN 1992-1-1 (se avsnitt 4.2.2 respektive 4.2.4). Då dimensionerande dragkraft för de längsgående inre dragbanden beräknas används uttryck enligt avsnitt 4.2.1 och 4.2.3. EN 1992-1-1 beaktar inte spännvidd i två dimensioner och tar ingen hänsyn till den spännvidd dragbandet eventuellt skall överbrygga vid lokalt brott. EN 1991-1-7 beaktar två dimensioner och ger för spännvidd över 5 meter i kontorsbyggnader större dimensionerade dragkraft. Med dagens byggsätt, som strävar efter längre och längre spännvidd, överskrids ofta gränsen. Det förefaller irrationellt att inte beakta spännvidd vid dimensionering av dragband om syftet är att överbrygga lokal skada. Samma resonemang gäller generellt för dimensionering av dragband i EN 1992-1-1 som uteslutande beaktar endast en dimension.

Utvärderas fallet där en innerpelare i Scylla 3 slås ut är det enkelt att förstå att dragbandet kommer belastas mer med ökad spännvidd (ökad influensarea). Detta resonemang tyder på att uttrycket i EN 1992-1-1 ej är genomtänkt om syftet är att överbrygga. EN 1991-1-7 dimensionerar kapaciteten för dragband med uttryck som är beroende av spännvidden i två dimensioner. För ändamålet överbrygning är detta mer logiskt enligt tidigare resonemang.

För dragband längs fasad ger EN 1992-1-1 större dimensionerande dragkraft. Detta beror på att den dimension som EN 1992-1-1 ej beaktar (dragbandets längd) är relativt liten för Scylla 3. Det är även här ologiskt att dragbandets längd inte beaktas. Skillnaden är att EN 1992-1-1 i detta fall ger dimensionerande dragkraft på säkra sidan.

### 4.4 Syfte med indirekt metod

Den övergripande frågan är huruvida indirekt metod skall, vid lokal skada, ge dragband erforderlig dimension att överbrygga det skadade området (öka robusthet) och/eller minska risken för att en sådan skada blir aktuell (öka strukturell integritet). Någon ledning i normen finns inte tillgänglig. Det som skrivs är att indirekt metod syftar till att ge konstruktionen en minsta erforderlig robusthet och att detta uppfylls genom att ställa krav på kontinuitet och duktilitet i enlighet med föreskrivna regler. Någon storleksordning eller beskrivning av varken kontinuitet eller duktilitet finns inte definierad. Det är av denna anledning mycket svårt att föra en diskussion angående de föreskrivna reglernas tillförlitlighet.

Följande citat, från vetenskapliga artiklar och skrifter, beskriver syftet med indirekt metod:

*“Transversal ties ensure the transversal coherence of the structure. In case of accidental action damage to a supporting beam or wall, they must bridge the damaged area by catenary action, to prevent progressive collapse of the structure.”*  
(fib, avsnitt 4.3.2(a), 2012)

*“The provision of ties having a defined capacity and linking components helps to constrain the elements from displacement during an event and can make possible alternative load carrying systems including catenary and vierendeel action.”*  
(Institution of Structural Engineers, s. 24, 2010)

*“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 et al., s 8, 2010)

*“According to [11], tying together the main structural elements can be achieved by making continuous a certain amount of reinforcement in the perimeter beams; connections of precast concrete members shall be designed for a given tensile force. Enabling catenary action is a requirement applying to floor slabs. In case of failure of intermediate columns resulting in the destruction of floor slabs, the debris is held in place by the tensile forces within the sagging remnants of the slab.”* (Starossek och Wolff, s 10, 2005)

*“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)

*“...the prescriptive tying force requirements neglect ductility issues and relies primarily on bending, cantilever action and compressive arching rather than tensile catenary action for enhanced structural robustness.”* (Van Acke (b))

*“...there is no theoretical justification that ties designed to the codes will in fact enable the structure to span across a damaged area in all possible circumstances. Indeed a number of theoretical objections can be raised...”* (Institution of Structural Engineers avsnitt 5.6, 2010)

Flera källor anger att det enligt indirekt metod dimensionerade dragbanden skall fungera i överbryggande syfte. Linverkan är den, i artiklar och skrifter, mest förekommande överbryggande funktion. Nethercot (2011) menar att det är svårt att jämföra alternativa lösningar med ett system som bygger på föreskrivna regler och ställer sig kritisk till dess tillförlitlighet. Även the Institution of Structural Engineers (2010) menar att det finns anledning att inte i varje situation lita på de föreskrivna reglerna.

För att få en uppfattning om vad de föreskrivna reglerna grundar sig på måste man undersöka dess ursprung. I fib (2012) anges följande:

*“The dimensions of these ties are mostly based on ‘deemed to satisfy rules’, or other comparable, more or less arbitrary assumptions. Adopting this method should provide a building with a certain robustness to survive a reasonable range of undefined accidental actions.”* (fib, s. 29, 2012)

U.S. Department of Housing and Urban Development (1977) beskriver i följande citat bakgrunden till indirekt metod och vad de grundas på:

*“For economic considerations and for practicality, this hastily developed solution came under much criticism. As a result, these regulations received considerable attention from code-writing bodies and were significantly modified. Under present British specifications, if certain minimum details for continuity and ductility are incorporated into the design, the 5 psi or member removal designs are not required.”*(U.S. Department of Housing and Urban Development, 1977)

Någon ledning till vilka antaganden eller vilken metod som användes vid framtagning av dimensionerande dragkraft finns inte tillgänglig. Det som U.S. Department of Housing and Urban

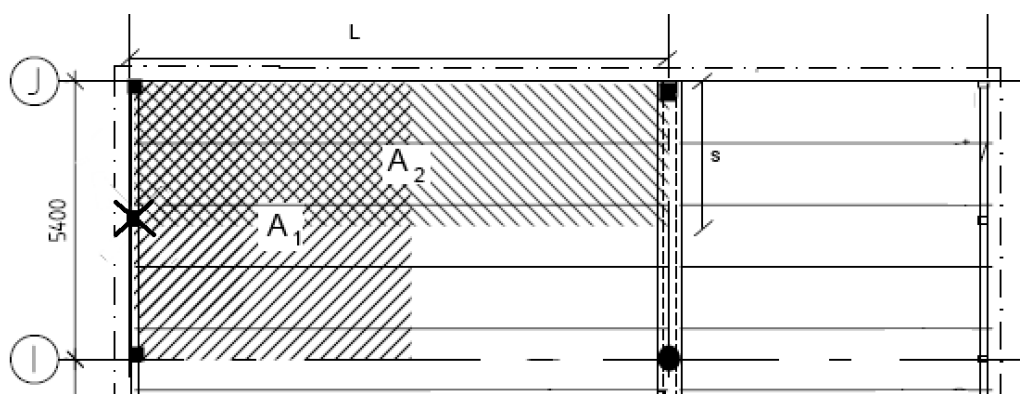
Development poängterar är att indirekt metod tar hänsyn till ekonomiska och praktiska aspekter. Det är underförstått att kapaciteten på dragband som dimensioneras efter indirekt metod är lägre än de som krävs med direkt metod. En slutsats som kan dras är att indirekt metod med stor sannolikhet syftar till att överbrygga lokal skada men att man bör ställa sig kritisk till dess tillförlitlighet. Eftersom indirekt metod bygger på föreskrivna regler, är det mycket svårt att verifiera dess tillförlitlighet. För att möjliggöra detta måste rimliga antaganden om eventuellt motstånd mot fortskridande ras göras (exempelvis verkningsätt). Utgående från antaganden kan tillförlitligheten sedan utvärderas.

En konsekvens av otydligheten med de föreskrivna reglernas syfte exemplifieras med följande stycke. Flera aktörer i branschen var överens om att man för Scylla 3 inte behövde dimensionera fasadpelare för påkörningsrisk av fordon. Detta trots att byggnaden är belägen i direkt anslutning till en trafikerad väg. Detta motiveras med att påkörningsrisk implicit beaktats eftersom byggnaden är robust nog (efter dimensionering med indirekt metod) att klara av utslagning av en fasadpelare. Med tanke på den osäkerhet som råder angående den indirekta metodens syfte kan det tyckas vanskligt att inte genomföra den, enligt gällande norm, förslagna dimensionering för påkörningslast.

## 4.5 Tillförlitlighet

Det faktum att några beräkningar eller argument som motiverar de förskrivna reglerna inte finns tillgängliga gör att man bör ställa sig kritisk till dess tillförlitlighet. I följande avsnitt analyseras, med enkla antaganden och resonemang, en byggnad dimensionerad i enlighet med indirekt metod. Utgångspunkten är uttryckt enligt EN 1991-1-7. Analysen inleds med att undersöka om en godtycklig konstruktion (Scylla 3 används som exempel) kan överbrygga lokal skada, via linverkan, i en situation med utslagen fasadpelare. Linverkan antas vara det enda överbryggande verkningsättet och antas verka i endast en riktning (längs fasad). Vidare antas obegränsad duktilitet i dragband.

Dragband i fasad måste kunna föra last från den del av bjälklaget som belastar linan vidare till angränsande pelare. I fallet med enkelspända prefabricerade betongelement med böjarmering i en riktning bör all last föras via linan vidare till förankrad pelare i linje *I* och *J* (figur 4.4). Den area som belastar linan begränsas därför till halva spännvidden av bjälklaget och spännvidden mellan de båda förankrade pelarna ( $A_1$  i figur 4.4). Den yta som används vid dimensionering av dragband längs kant ( $A_2$ ) begränsas av avstånd mellan pelare ( $L$ ) och avstånd till inre dragband ( $s$ ). Se figur 4.4 för beteckningar.



Figur 4.4 – Figuren visar hur ytorna  $A_1$  och  $A_2$  definieras. Kryss markerar utslagen pelare.

Det framgår tydligt att den belastande ytan är lika stor som den yta dragbandet dimensioneras för.

$$A_1 = A_2 = s \cdot L \quad (1)$$

Med tidigare antagande att duktilitet är obegränsad gäller (2). Det bör poängteras att antagandet är orimligt och inte är på något sätt verklighetsförankrat utan endast används för att förtydliga resonemanget.

$$T = \frac{N}{2} \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} \quad \lim_{a \rightarrow \infty} T = \frac{N}{2} \quad (2)$$

Dimensionerande kraft för dragband,  $T$ , definieras enligt 1991-1-7 (3). Belastande ekvivalent kraft,  $N$ , beräknas med lastkombination för olyckslast (4).

$$T = 0.4(g_k + \psi g_k) \cdot A_2 \quad (3)$$

$$N = (g_k + \psi g_k) \cdot A_1 \quad (4)$$

Insättning av (3) och (4) i (2) och utnyttjande av (1) visar att  $N$  aldrig kan balanseras enbart av  $T$ .

$$(1) + (2) + (3) + (4) \Rightarrow 0.4(g_k + \psi g_k)s \cdot L < 0.5(g_k + \psi g_k)s \cdot L$$

Resonemanget bygger som sagt på orimliga antaganden om duktilitet och det kan därför med säkerhet påstås att linverkan i en riktning med dragband dimensionerade enligt EN 1991-1-7 aldrig kommer kunna överbrygga lokal skada. Det går inte att föra samma resonemang om EN 1992-1-1 eftersom det inte framgår vilken area dragbandet förväntas överbrygga. I verkligheten kommer det dock finnas bidrag från andra överbryggande krafter. Detta diskuteras vidare i avsnitt 5.3.1.2.

## 4.6 Problematik med EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1

Vid dimensionering enligt EN 1992-1-1 respektive EN 1991-1-7 uppkom svårigheter med otydliga och svårtolkade formuleringar och uttryck. I följande avsnitt kommer problematiska avsnitt att specificeras och diskuteras. I de fall det är möjligt ges förslag till åtgärd. Det skall poängteras att rapporten inte förespråkar EN 1992-1-1 eller EN 1991-1-7. Syftet är att göra en objektiv utvärdering, utan värderingar eller med hänsyn till ekonomiska aspekter. Vidare kartläggs problematiken med det faktum att normen är öppen för tolkning. Detta görs med syfte att ge de olika aktörerna incitament att enas om en tolkning som kan fungera som en gemensam utgångspunkt för hela branschen. En gemensam tolkning är av stor vikt eftersom det leder till en standardiserad kvalitet på konstruktioner och hindrar osund konkurrens.

### 4.6.1 Perifera dragband längs kantupplag

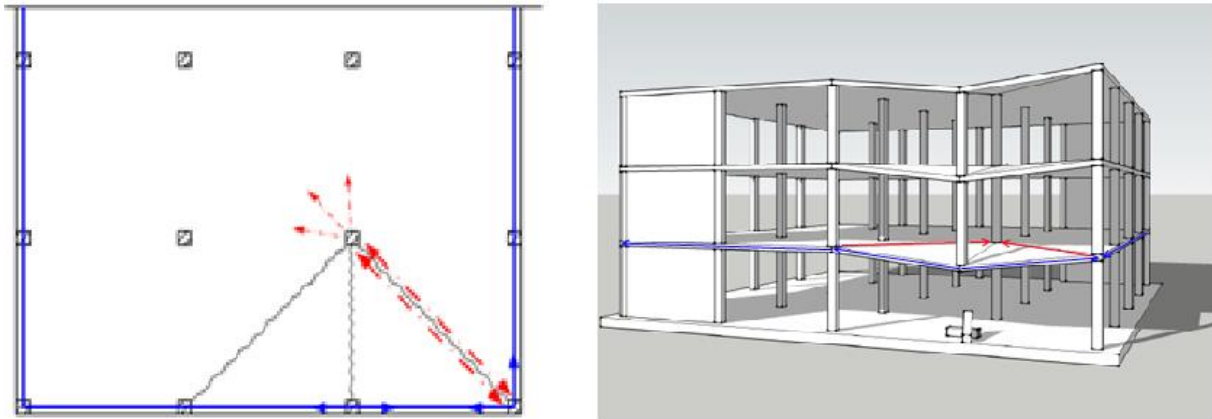
*"Varje bjälklag bör omslutas av ett kontinuerligt dragband längst kanten..." 1992-1-1 9.10.2.2*

*"Horisontella förband bör anordnas runt byggnadens omkrets i varje våningsplan..." 1991-1-7 A.5.1*

Det framgår tydligt att dragband längst kant skall vara kontinuerligt runt hela byggnadens omkrets, inklusive kortsidor. Flera aktörer är trots detta osäkra i frågan om perifera dragband är nödvändigt längs kantupplag. I Scylla 3 finns inget sådant dragband redovisat på monteringsritning. En anledning till missförstånd är att syftet med horisontalstabiliserande sammanhållningsarmering förväxlas med syfte

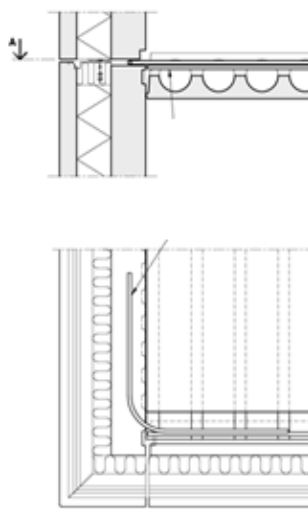
för raskoppling. Eftersom dragband ur stabiliseringssynpunkt ej fyller någon funktion längs kantupplag används det därför inte heller som raskoppling.

Problemet kan lösas genom att explicit, i normen, beskriva syftet med dragband längs kantupplag. I följande stycke beskrivs anledningen till varför man bör ha dragband även längs icke-bärande kortsidor. Samma information skulle kunna sammanfattas i en klausul med anknytning till perifera dragband.



Figur 4.5 – Membranverkan med krafter i dragband (blå) och antydning till tryckbåge i bjälklag (röd), Westerberg (2010).

I en situation enligt figur 4.5 där en fasadpelare slås ut måste överbryggning ske genom linverkan i fasadens dragband. Utgående från att linverkan fungerar kommer det uppstå en mothållande resulterande horisontell kraft i förankrad pelare. Den horisontella komponenten måste föras till grund via byggnadens horisontalstabiliserande system. Överföring till horisontalstabiliserande system kan inte ske genom skivverkan i bjälklag eftersom bjälklaget är kraftigt deformerat. Den horisontella kraften kan då tänkas föras via en tryckbåge i bjälklaget enligt figur 4.5. För att kraftjämvikt skall uppfyllas vid pelaren i hörn måste det finnas en vinkelrät komponent i fasaden. Det är denna kraft dragbandet längs kantupplag avser att omhänderta. För att möjliggöra detta måste dragband läggas kontinuerligt längs hela byggnadens omkrets. Ett förslag på lösning vid hörn redovisas i figur 4.6 (Strängbetong, 2013).



Figur 4.6 – Detaljutformning för dragband runt hörn, Strängbetong (2013).

#### 4.6.2 Inre längsgående dragband enligt 1991-1-7

De aktörer som använder sig av EN 1991-1-7 gör olika inbördes tolkning vid dimensionering av längsgående inre dragband. Vanligtvis placeras dragbanden mellan element med en dragkraftskapacitet enligt ekvation (A.1) i EN 1991-1-7 avsnitt A.5.1. Problemet är att det finns en undre gräns, 75 kN, på som ofta blir dimensionerande om dragband placeras med små centrumavstånd (exempelvis mellan kassetter). Tolkningarna kan ge kraftigt varierande resultat med samma förutsättningar. Tre skilda tolkningar har gjorts av branschen som redovisas och utvärderas nedan:

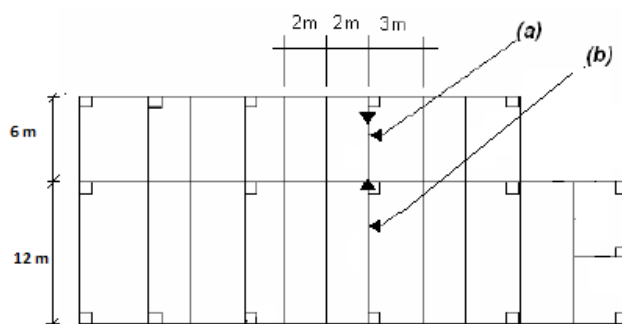
1. Uttrycket ska tillämpas men den undre gränsen ska inte beaktas.
2. Kapaciteten för alla inre dragband mellan två vertikala upplag ska summeras och jämföras med den undre gränsen. Tolkningen förespråkas även av Bo Westerberg (2013).
3. Uttrycket och den undre gränsen ska tillämpas för varje enskilt dragband.

Vid tidigare dimensionering i avsnitt 4.2.2 och 4.2.4 tillämpades tillvägagångssätt enligt punkt två ovan. Punkt ett avskrivs enligt tidigare resonemang att den nationella bilagan inte nämner någon avvikelse från den undre begränsningen, dvs. en undre gräns på 75 kN skall användas (Westerberg, 2013). Vidare finns brister i tillvägagångssätt enligt punkt tre ovan. Det förefaller ologiskt att det är möjligt att spara in material genom att placera armeringsjärn med större centrumavstånd. Detta gäller för Scylla 3 och generellt för byggnader utom för mycket långa spännvidder. Med ovanstående resonemang anses att punkt två är mest rimlig.

Det framgår från både EN 1991-1-7 och EN 1992-1-1 att inre dragband skall vara kontinuerliga längs hela sin längd. Dagens praxis är att förankringsarmering antas verka tillsammans med böjjarmeringen och tillsammans utgör dragband med erforderlig kontinuitet. Detta resulterar i att endast förankring av det prefabricerade bjälklaget i upplaget behövs för att uppfylla krav. Resonemanget bygger på att dragkrafter i förankringen kan överföras genom betongen. Detta ställer höga krav på ingjutning av förankringsarmering och förankringslängd. Om resonemanget är praktiskt rimligt kommer inte diskuteras vidare i rapporten.

#### 4.6.3 Längsgående inre dragband

Följande beräkningsexempel visar att uttryck för inre dragband enligt 1991-1-7 inte är rationellt i avseende att överbrygga skada. Geometrin i figur 4.4 är hämtad från EN 1991-1-7. Antaganden som görs är att det längre spannet är 12 m och nedböjningen är 0,5 m.



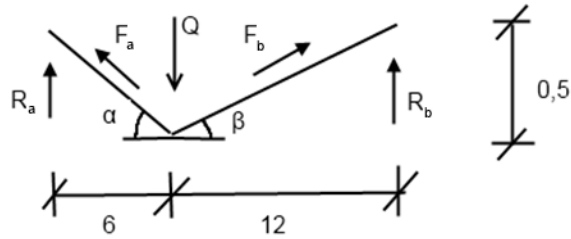
Figur 4.7 – Geometriska förutsättningar enligt EN 1991-1-7

Dimensionerande dragkraft i dragband längst rand (a):

$$T_a = 0,8(3,00 + 0,5 \cdot 5,00) \frac{3 + 2}{2} \cdot 6,0 = (66 \text{ kN}) < 75 \text{ kN}$$

Dimensionerande dragkraft i dragband längst rand (b):

$$T_b = 0,8(3,00 + 0,5 \cdot 5,00) \frac{3 + 2}{2} \cdot 12,0 = 132 \text{ kN} > (75 \text{ kN})$$



Figur 4.8 – Geometrisk förutsättning vid deformation

Yttre momentjämvikt runt  $R_b$ :

$$R_a \cdot 18 - Q \cdot 12 = 0 \Rightarrow R(a) = \frac{2}{3} Q$$

Vertikal kraftjämvikt och geometri ger följande krafter i dragband:

$$R_b = Q - R_a = \frac{1}{3} Q$$

$$\alpha = 4,8^\circ \quad \beta = 2,4^\circ$$

$$\frac{R_a}{F_a} = \sin \alpha \Rightarrow F_a = 8Q$$

$$\frac{R_b}{F_b} = \sin \beta \Rightarrow F_b = 8Q$$

Den absoluta dragkraften är inte av intresse utan används endast för att visa att uttryck från EN 1991-1-7 är irrationellt. I exempel ovan blir dragspänningarna samma i de två olika dragbanden, medan kraven på dessa är olika (jämför  $T_a$  och  $T_b$ ). Detta resultat tyder på att dragbanden inte dimensioneras för fallet då en pelare slås ut, då spannet för både (a) och (b) borde vara av intresse för ett kontinuerligt dragband och inte ett separat i respektive fack. Även om det i praktiska fall ofta blir samma dimensioner på dragbanden (ex. i Scylla 3, där samma armering är länken) är det Eurokods princip som undersöks. I fallet att dragbandens syfte är att motverka att bärverken ej slås ut, dvs. motstå en exceptionell last, blir detta tillvägagångssätt rimligare. Detta exemplifieras med fallet då en explosionslast uppstår, där den resulterande ytan som dragbandet längst (a) skall motstå blir mindre än den för dragbandet längst (b), då  $(b) > (a)$ .





# Kapitel 5 – Kompletterande åtgärder för konsekvensklass 2b

För byggnader i konsekvensklass 2 b finns tre dimensioneringsmetoder för att uppnå erforderlig robusthet. Dessa metoder skall inte ses som olika metoder, utan rekommenderas att användas i en sund kombination. Syftet med följande kapitel är att beskriva metoderna, dess styrkor och svagheter.

## 5.1 Metod för att uppnå minsta krav på robusthet

### 5.1.1 Metoder som beskrivs i EN 1991-1-7

I EN 1991-1-7 avsnitt 3.3 (2) (2006) beskrivs tre olika metoder för begränsningen av ett lokalt brott. Vilken av metoderna som bör användas i specifika situationer framgår inte tydligt. Det övergripande kravet är:

*“(1)P Vid dimensioneringen ska risken för ett brott i bärverket på grund av en ospecificerad orsak begränsas.”* (EN 1991-1-7 3.3 (1), 2006)

Vidare hänvisar den nationella bilagan (EKS 8, 2002) till de rekommenderade strategierna i bilaga A i EN 1991-1-7. I bilaga A beskrivs tre metoder, där en eller flera skall tillämpas. En av metoderna kompletterar de rekommenderade åtgärderna för konsekvensklass 2a genom att införa krav på vertikala dragband. Vertikala dragband behandlas vidare i avsnitt 5.2.

*”horisontella förband enligt A.5.1 och A.5.2 för byggnader med rambärverk respektive med bärande väggar (se 1.5.11) anordnas tillsammans med vertikala förband i enlighet med A.6 för alla bärande pelare och väggar”* (1991-1-7 A4 (c), 2006)

Den andra metoden, fiktiv borttagning av bärverksdel, bygger på att kontrollera att byggnaden förblir stabil efter lokalt brott. Fiktiv borttagning behandlas vidare i avsnitt 5.3.

*”Det bör kontrolleras att byggnaden förblir stabil och att ett lokalt brott inte överskrider en viss nivå för det hypotetiska fallet att någon bärande pelare, balk eller sektion av en bärande vägg i enlighet med definitionen i A.7 (en åt gången på varje våning i byggnaden) tas bort.”* (1991-1-7 A4 (c), 2006)

Den tredje metoden, väsentlig bärverksdel, används då begränsning av skada vid lokalt brott inte kan uppfyllas med någon av de andra metoderna. I EN 1991-1-7 (2005) avsnitt A.4 definieras en begränsning på tillåtet lokalt brott:

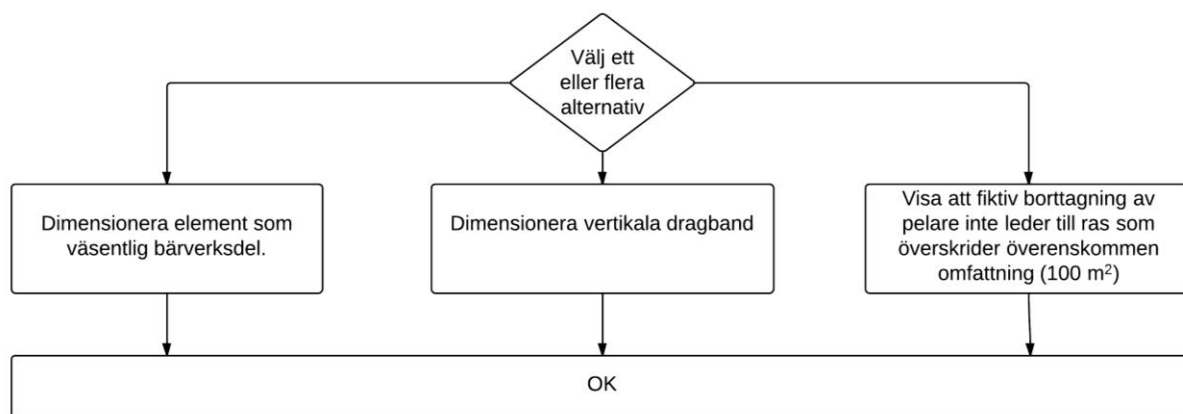
*”Om det hypotetiska fallet att en pelare eller väggsektion tas bort leder till skada som överskrider den överenskomna omfattningen, eller någon annan specificerad omfattning, bör en sådan bärverksdel utformas som en väsentlig bärverksdel (se A.8).”* (1991-1-7 A4 (c), 2006)

Där storleken på tillåtet lokalt brott har ett rekommenderat värde på det minsta av 15 % av golvarean eller 100 m<sup>2</sup> i vardera av två intilliggande våningsplan. Väsentlig bärverksdel behandlas vidare i avsnitt 5.4.

### 5.1.2 Val av metod

Aktörer i branschen arbetar som tidigare konstaterat med olika tillvägagångssätt för att säkerställa robustheten i konstruktioner. Detta gäller inte bara horisontella dragband utan framförallt de kompletterande åtgärderna som karakteriserar konstruktioner i konsekvensklass 2b. Vilka metoder som föreslås i normen beskrivs i avsnitt 5.1.1. Vilken metod som skall tillämpas i vilken situation är mycket otydligt. I följande avsnitt beskrivs tre olika tillvägagångssätt som idag används av branschen för val av metod. Vidare diskuteras och utvärderas motivering bakom respektive tillvägagångssätt.

Det första tillvägagångssättet visualiseras i figur 5.1. Målet är att undvika att rasmassor belastar underliggande bjälklag och betydande deformationer är acceptabla. Det som skiljer detta tillvägagångssätt från de andra är att skada kontrolleras efter att överbyggning beaktats. Eftersom vertikala dragband per definition uppfyller krav på begränsning av skada vid lokalt brott kan indirekt metod alltid (om praktiskt möjligt) användas. Vid fiktiv borttagning måste det påvisas att konsekvens vid lokalt brott begränsas. Väsentlig bärverksdel kan fritt tillämpas, lämpligen då övriga metoder ej är praktiskt eller ekonomiskt genomförbara.



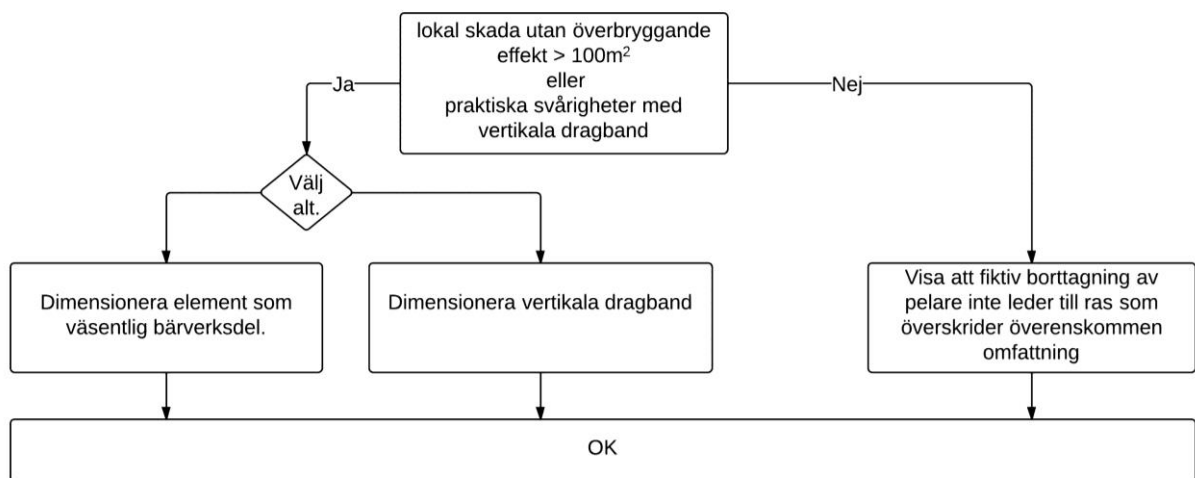
Figur 5.1 Metod 1 för bestämning av överbyggande alternativ.

Det andra tillvägagångssättet kontrollerar konsekvens vid lokalt brott utan att beakta överbyggande effekter. Konsekvensen definieras som den yta som rasar vid borttagning av vertikalt bärverk utan inverkan av överbyggande system. Är denna yta mindre än begränsande omfattning går det att välja mellan att använda vertikala dragband eller kontrollera med fiktiv borttagning. Vid större yta än begränsad omfattning skall bärverk dimensioneras som väsentligt bärverksdel.



Figur 5.2 - Metod 2 för bestämning av överbryggande alternativ.

Ett tredje förekommande tillvägagångssätt bygger på samma initiella kontroll av konsekvens vid lokalt brott som den andra metoden ovan. Skillnaden är att om konsekvens vid lokalt brott är större än begränsande omfattning får inte fiktiv borttagning tillämpas. I detta fall är det dock tillräckligt att använda sig av sammanhållning enligt föreskrivna regler eller väsentlig bärverksdel. Dimensioneringsprincipen med väsentliga bärverk används framförallt då lokal brott överstiger begränsande omfattning och vertikala dragband ej är praktiskt genomförbara.



Figur 5.3 - Metod 3 för bestämning av överbryggande alternativ.

### 5.1.3 Diskussion

Det är uppenbart att metodiken olika aktörer tillämpar skiljer sig avsevärt. Att ingen jobbar efter samma riktlinjer är naturligt då normen inte ger någon konkret vägledning. Eftersom vägledning saknas, ges det möjlighet till tolkning och risken att ekonomiska och praktiska motiv hamnar i fokus ökar.

Det konkreta krav som anges i EN 1991-1-7 är att brott i bärverket på grund av ospecificerad orsak bör begränsas med någon eller några av de föreslagna metoderna. Vidare definieras en begränsning på lokalt brott till 100 m<sup>2</sup> eller 15 % av bjälklagsyta på två anliggande plan. Begränsningen beskrivs i en klausul i anknötning till fiktiv borttagning. Klausulen tas av flera aktörer ur sitt sammanhang och används för bestämning av vilket överbyggande alternativ som är genomförbart (se alternativ 2 och 3 ovan).

Detta tillvägagångssätt leder till att val av metod relateras till komponentens signifikans. Liknande tillvägagångssätt beskrivs av Institution of Structural Engineers (2010) med skillnad att komponentens signifikans är mycket vagt definierad. Att man inte tar någon hänsyn till att skada måste begränsas till angränsande våningsplan (enligt klausul) tyder på att begränsningen ej tillämpas på avsett vis. Metoden resulterar dock i att mer kritiska bärverksdelar blir mer robusta vilket, oavsett vad som avses i normen, bygger på sund ingenjörskonst.

Tillvägagångssätt två och tre bygger på att metodernas inbördes tillförlitlighet rangordnas eftersom val av metod baserat på konsekvens vid brott. Varken EN 1991-1-7 eller EN 1992-1-1 skriver explicit något om en inbördes rangordning mellan metoderna. Det är uppenbart att väsentlig bärverksdel tilldelas högst tillförlitlighet vilket är naturligt eftersom konsekvens vid olycka per definition är noll. Hur vertikala dragband klassificeras skiljer mellan tillvägagångssätt två och tre. Det är endast tillvägagångssätt ett som likställer alla tre alternativ och stämmer därmed bäst överrens med normen enligt vår bedömning.

I fallet att samtliga metoder är tillräckliga för att överbygga skada är det upp till varje enskild aktör att fritt bestämma hur och när vilken metod skall tillämpas. Det skall dock poängteras att fiktiv borttagning bör kunna säkerställas med hög tillförlitlighet, i synnerhet om alternativet likställs med de övriga. Förenklade statistiska beräkningar vid fiktiv borttagning är inte tillräckliga. Fiktiv borttagning är en relativt komplicerad metod som ofta, till följd av kunskapsbrist, appliceras på fel sätt. Kraven på redovisning av beräkningar relaterade till fiktiv borttagning bör bli tydligare och hårdare. Detta för att minska risken att metoden missbrukas eller används felaktigt.

Vid framtagning av föreskrivna regler för indirekt metod bör metoden relateras till sannolikheten för fortskridande ras. Risken beror både på sannolikheten av en händelse och dess konsekvens. Genom att väga in bärverksdelens signifikans kan man välja att begränsa användning av föreskrivna regler till en tydlig gräns som definierar konsekvens vid utslagning av aktuell bärverksdel. Ett möjligt sätt är att kontrollera influensarea för bärverksdel och definiera en gränsyta. På detta sätt kan tillvägagångssättet att skapa en robust byggnad reduceras till endast en indirekt metod med föreskrivna regler, som begränsas av påverkad yta, varefter bärverk dimensioneras som väsentlig bärverksdel. Tillsammans med detta borde tydligare krav ställas på lämpligt utförande av detaljer och duktilitet.

## 5.2 Vertikala dragband

Enligt EN 1991-1-7 (2006) avsnitt A.6 skall vertikala förbindare dimensioneras för en dragkraft som definieras i följande utdrag:

*”Om byggnaden har ett balk-pelarsystem ... bör de pelare och väggar som bär vertikala laster kunna uppta en dragkraft av olyckslast lika med den största dimensionerande kraften av permanent och variabel last på pelaren från vilken enskild våning som helst.”* (EN 1991-1-7 A.6 (2), 2006)

I motsvarande stycke i EN 1992-1-1 (2005) avsnitt 9.10.2.5 (2) står det:

*”Normalt bör vertikala dragband utformas kontinuerliga från det understa till det översta bjälklaget och i en dimensioneringssituation med olyckslast vid en förlust av en pelare/vägg, kunna bära lasten på närmast ovanförliggande bjälklag. Andra lösningar t.ex. baserade på membranverkan i återstående väggdelar och/eller i bjälklag kan användas om jämvikt och tillräcklig deformationsförmåga kan verifieras.”* (EN 1992-1-1 9.10.2.5 (2), 2005)

Vidare definieras olyckslast enligt EN 1990 (2002) bilaga A.1:

$$Q = G_{k,j} + A_d + \psi_1 Q_{k,1} + \sum_2^i \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{ekv 4.7})$$

$A_d$  är en olyckslast där rekommenderat värde är  $34 \text{ kN/m}^2$  för väsentliga bärverksdelar

Avsnitt för dimensionering av vertikala dragband enligt EN 1991-1-7 (2006) och EN 1992-1-1 (2005) beskriver i princip samma sak. En avvikelse är att olyckslasten skall, enligt EN 1991-1-7 (2006), verka på ett godtyckligt våningsplan. EN 1992-1-1 (2005) poängterar att olyckslast endast skall antas belasta närmast ovanförliggande bjälklag. Skillnaden kan bli avgörande vid dimensionering i fall där geometri på något våningsplan skiljer sig från övriga plan. Dimensioneringsprincipen är dock likartad för båda normerna.

### 5.2.1 Beräkningsgång vertikalt dragband enligt Eurokod

Följande beräkningsgång kan användas vid val av vertikalt dragband som överbryggande alternativ.

1. Kontrollera om det är praktiskt genomförbart att ha ett kontinuerligt dragband från grund till takplan.
2. Beräkna dimensionerande last,  $q_d$ , med lastkombination för olyckslast. Om element är väsentlig bärverksdel sätts  $A_d$  till  $34 \text{ kN/m}^2$ , annars noll.
3. Beräkna influensarean,  $A_{infl}$ , för aktuell pelare.
4. Beräkna dimensionerande dragkraft,  $T_{vert}$ , i dragband.

## 5.2.2 Dimensionering vertikalt dragband enligt Eurokod

Dimensionering görs för fasadpelare i västra fasaden. Beräkningar följer beräkningsgång enligt avsnitt 5.2.1 och mått finns på planritning i bilaga A.

1. Inga diskontinuiteter i vertikala bärverk från grund- till takplan. Metoden är praktiskt genomförbar.
2. Pelare dimensioneras ej som väsentlig bärverksdel. Dimensionerande last beräknas:

$$q_d = g_{k,j} + A_d + \Psi_1 \cdot q_{nl} = 3,7 + 0 + 0,5 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

3. Influensarea beräknas analogt med statistiska beräkningar:

$$A_{infl} = \frac{5,4}{2} \cdot \frac{10,5}{2} = 14,2 \text{ m}^2$$

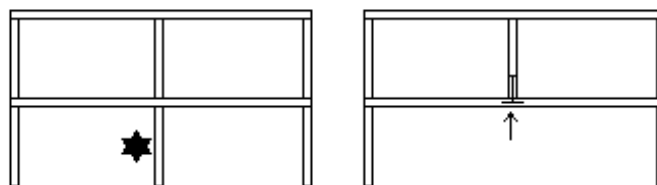
4. Dimensionerande dragkraft för dragband i fasadpelare blir således:

$$T_{vert} = A_{infl} \cdot q_d = 14,2 \cdot 5 = 70 \text{ kN}$$

För fasadpelare i Scylla 3, där stålpelare används, bör det vara oproblematiskt att dimensionera anslutande svetsar som kontinuerliga i drag mellan pelare. Exempelvis skulle svets mellan pelarnas topp- och fotplåt (med förankrade dubbar) dimensioneras kontinuerliga i drag till hattbalk. En alternativ lösning är att gjuta in ett genomgående plaströr i pelare där en kontinuerlig gängad stång placeras med anslutningsbricka på varje plan. För innerpelare (betongpelare) krävs att dragband förankras i pelare mellan respektive bjälklag. Detta bör vara ganska bekymmersfritt (Institution of Structural Engineers, 2010).

## 5.2.3 Diskussion vertikal armering

I avsnitt 9.10.2.5 i EN 1992-1-1 står det att vertikala dragband bör utgöra del av ett alternativt lastnedföringssystem som kan överbrygga skadat området vid lokalt brott. Vid utslagning av pelare omfördelas last till ovanförliggande bjälklag via vertikala dragband, som agerar substitut till utslagen pelare. För att metoden skall fungera måste lastvägen vara kontinuerlig hela vägen till grunden, något som inte alltid kontrolleras.

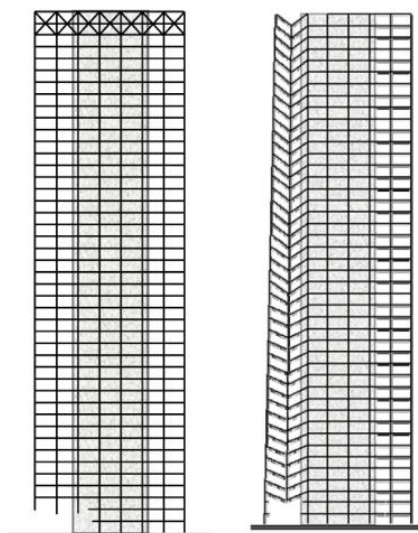


Figur 5.4 – Visar hur tanken att vertikala dragband skall fungera.

Fritt upplagd fasadbalk och bjälklag tillsammans med pendelpelare i fasaden har teoretiskt ingen möjlighet att föra den vertikala dragkraften horisontellt till en alternativ lastväg på global nivå. Vidare gäller att antingen styvhet eller last måste variera mellan olika bjälklag för att dragband skall utnyttjas.

I fall då styvhet och last är identiska på samtliga plan bör ingen last omfördelas mellan plan då alla bjälklag deformeras lika.

En alternativ lösning är att ge översta planet högre styvhet än resterande plan. I fall då översta plan är relativt styvt (figur 5.5 till vänster) kommer vertikal kraft ackumuleras från alla bjälklag längs dragband till översta plan där det kan föras horisontellt till resterande bärverk. Detta är uppenbarligen inte verkningssättet som avses i Eurokod eftersom dragband endast skall dimensioneras för lasten från ett bjälklag.



**Figur 5.5 – Figur till vänster visar ett system som hängs upp i ovanförliggande konstruktion och figur till höger visar ett fortskridande ras, Van Acker.**

För att förhindra ett fortskridande ras måste det vertikala dragbandet förankras på ett sätt att horisontell lastväg mellan vertikala dragband och vertikalt bärverk säkerställs (figur 5.5 vänster). Om horisontella laster inte kan föras till grund kan en situation likt figur 5.5 (höger) inträffa. I verkligheten kommer viss horisontell lastkontinuitet finnas eftersom knutpunkter mellan fasadbalk och bjälklag inte är 100 % ledade. För att säkerställa att detta är fallet är det viktigt med en väl dimensionerad och genomtänkt konstruktion (stor vikt på detaljutformning) ur robusthetssynpunkt. Genom god kontinuitet och duktilitet kan byggnaden knytas samman på ett sätt som ger möjlighet till ett mer homogent samspel och möjliggör lastvägar som inte är uppenbara. Detta är dock inget självklart utan måste beaktas noggrant för varje unik konstruktion. Om inte horisontell lastkontinuitet kan verifieras bör en alternativ lastbärning byggas in i systemet.

En annan relevant fråga när konstruktionen analyseras på global nivå är om olyckslast antas belasta samtliga bjälklag simultant. Detta är inte alltid ett uppenbart problem eftersom kontroll, i många fall, endast görs lokalt. Det är rimligt att anta att alla ovanförliggande bjälklag belastas med minst sin egenvikt. Huruvida nyttig last belastar samtliga bjälklag kan diskuteras och det framgår inte tydligt vad som avses i normen. I EN 1992-1-1 står det att dragband endast skall dimensioneras för lasten från ett bjälklag. I EN 1991-1-7 står det att dimensionerande kraft *”inte bör förutsättas verka samtidigt med permanenta och variabla laster som verkar på konstruktionen”*. Med detta menas dock inte att övriga bjälklag är obelastade utan endast att den uppåtriktade kraften i dragbandet inte skall reduceras för



den nedåtriktade reaktionen från bjälklaget som vilar på pelaren (Westerberg, 2010). Oavsett om alla bjälklag avses belastas med nyttig last är egenvikt ofta den dominerande lasten.

Med utgångspunkten att horisontell lastkontinuitet uppstår naturligt i varje våningsplan kvarstår problemet hur översta våningsplan bärs upp. En tolkning från branschen är att *”man kan tänka sig att den schablonsmässiga olyckslasten påverkar ett bjälklag i taget och därmed är kopplingen mellan bjälklagen tillräcklig för alla bjälklag förutom det översta.”* Resonemanget utvecklas med *”om det endast är det översta bjälklaget som rasar blir det inget fortskridande ras”*. Med detta resonemang bör det kontrolleras om näst översta bjälklag kan motstå den extra last som uppstår med hänsyn på nedfallande bjälklag (med dynamisk inverkan). Vidare behandlar resonemanget endast problemet lokalt och det globala problemet om vart den uppkomna lasten skall föras vidare kvarstår.

#### **5.2.4 Förslag till lösning**

Med dagens byggsätt är det vanligt att stommen utgörs av pendelpelare med fritt upplagda kantbalkar i fasad och en stabiliserande kärna. För att öka robusthet och redundans kan man använda sig av kontinuerliga fasadbalkar. Lösningen hade medfört en betydande ökning av redundans och sannolikheten till överbrygning vid utslagning av en fasadpelare. Med kontinuerlig fasadbalk kan eventuellt överbrygning via balkverkan möjliggöras (se avsnitt 6.4).

I verkligheten är ofta fasadpelare kontinuerliga över två eller tre våningar för att minska produktionstid. Detta problematiserar uppenbarligen utförandet av kontinuerlig fasadbalk. Effekten av kontinuerlig fasadbalk bör dock fortfarande kunna nyttjas på de plan fasadpelare skarvas. En lösning på övriga plan är att utnyttja vertikal sammanhållning tillsammans med extra kapacitet från kontinuerlig balk (dragband förankras i kontinuerlig balk). Alternativet bör säkerställa horisontell lastkontinuitet och horisontella krafter utgör inget problem eftersom verkningssättet primärt utgörs av balkverkan. För att principen ska fungera är det viktigt att den kontinuerliga balken dimensioneras för den extra last som tillkommer vid bortfall av pelare.

## 5.3 Fiktiv borttagning

Till fiktiv borttagning ges ingen direkt vägledning i varken EN 1991-1-7 (2006) eller EN 1992-1-1 (2005). EN 1991-1-7 (2006) avsnitt A.4 anger att det bör kunna visas att konsekvens vid fiktiv borttagning av pelare eller nominell väggsektion inte överskrider en viss gräns. En nominell väggsektion definieras i EN 1991-1-7 (2006) avsnitt A.7 till  $2,25h$  där  $h$  är våningshöjd. Hur överbryggning av lokal skada uppnås framgår inte. Vanliga alternativ är linverkan, membranverkan och skivverkan.

### 5.3.1 Beräkningsgång vid fiktiv borttagning av pelare

I följande avsnitt diskuteras metodik och problematik som knyter an till fiktiv borttagning. För en grundläggande analys bör det överbryggande verkningssättet undersökas i tre steg med syfte att säkerställa erforderlig duktilitet, lokal stabilitet och global stabilitet.

- Säkerställ erforderlig duktilitet i dragband. Beräkningar för sprickbredd bör utföras enligt avsnitt 3.1.
- Säkerställ lokal stabilitet. Dynamiska och statiska beräkningar eller eventuellt statiska beräkningar med dynamisk faktor bör utföras enligt avsnitt 3.3.
- Säkerställ global stabilitet. Beräkningar bör kunna säkerställa att horisontella krafter kan föras till grund och att element som direkt eller indirekt är del av det överbryggande systemet (exklusive dragband som behandlas lokal stabilitet) förblir stabila efter det att ny jämvikt uppstår.

Utöver dessa tre steg är det viktigt att säkerställa att detaljer utförs så att överbryggning möjliggörs. Detaljutformning behandlas i avsnitt 5.3.1.4. I detta avsnitt kommer linverkan användas som överbryggande verkningssätt med fiktiv borttagning av en fasadpelare pelare från Scylla 3. Givetvis kan andra överbryggande system utvärderas, men krav enligt samma tre steg bör uppfyllas oavsett typ av överbryggning.

#### 5.3.1.1 Duktilitet/Sprickbredd

Duktilitet vid beräkning med linverkan är starkt kopplad till sprickbredd i betong. Vidare är sprickbredd starkt kopplad till dragbandets kritiska töjning vilken är direkt relaterad till systemets nedböjning. Sprickbredd beskrivs mer ingående i avsnitt 3.1. I följande avsnitt visas exempel på hur sprickbredd och nedböjning kan beräknas. Beräkningar utgår från den vanligast idag förekommande armeringstypen (B500Bt) för dragband. Dimension och mängd ( $2\phi 20$ ) är direkt hämtade från räkneexempel (förenklad statisk beräkning) som har tillhandahållits från en aktör i branschen. Det ska poängteras att dragband av denna typ används i praktiken.

## Exempel Duktilitet/sprickbredd

Beräkningar görs för fiktiv borttagning av fasadpelare och dragband längs kant måste överbrygga det skadade området genom linverkan. Beräkningar genomförs med antagande om sprickbredd och styvhet i betong enligt 3.1. Spännvidden som ska överbryggas efter fiktiv borttagning av pelare är 5,4 m. För en realistisk approximation av sprickbredd används medelvärde för tryckhållfasthet för betong (fib 2008).

Tabell 5.1 – Förutsättningar för beräkningar

	Benämning	Materialparametrar
Armering	2φ20	-
Stålkvalitet	B500BT	$f_y=500$ MPa $f_u=540$ MPa $E=200$ GPa $\epsilon_{suk}=5\%$
Betongkvalitet	C25/30	$f_{cm}=33$ MPa

Vidhäftningsspänning mellan betong och armeringsjärn beräknas med utgångspunkt från betongkvalitet enligt K-ritning samt goda vidhäftningsförhållanden. Ekvationer enligt avsnitt 3.1 används.

$$\tau_b = 2,5\sqrt{33} = 14,3 \text{ MPa} \quad (\text{ekv. 3.2})$$

$$s_y = 0,288 \left( \frac{20 \cdot (500 \cdot 10^6)^2}{14,3 \cdot 200 \cdot 10^6} \right)^{0,714} + \frac{500}{200 \cdot 10^3} 2 \cdot 20 = 0,528 \text{ mm} \quad (\text{ekv. 3.3})$$

$$l_{t,pl} = \frac{540 - 500}{0,27 \cdot 14,3} \cdot \frac{20}{4} = 52 \text{ mm} \quad (\text{ekv. 3.1})$$

Töjning på en sida blir summan av  $s_y$  och brottstöjning av den plastiska längden  $l_{t,pl}$  enligt:

$$s_u = (52 \cdot 0,5 \cdot 0,05) + 0,52 = 1,8 \text{ mm} \quad (\text{ekv. 3.4})$$

Total sprickbredd,  $w_u$ , blir dubbel ensidig töjningen eftersom armeringen töjs i två riktningar.

$$w_u = 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ mm} \quad (\text{ekv. 3.6})$$

## Känslighetsanalys

För vidare analys är det av intresse att jämföra olika armeringsjärns egenskaper. Nedan utvärderas hur duktilitetsklass, diameter och betongkvalitet påverkar sprickbreddens storlek. Detta är av intresse eftersom sprickbredd är direkt kopplad till systemets deformation då verkningssätt övergår till linverkan. Beräkningar görs enligt avsnitt 3.1 och utförs med samma antaganden och resonemang som exempel i avsnitt 5.3.1.1. Sista kolumnen visar den kapacitet som erhålls vid 5,4 meters spännvidd för respektive armeringsjärn (metodik enligt avsnitt 3.1).

Tabell 5.2 – Känslighetsanalys av olika faktorerers påverkan på sprickbredd

$\phi$ [mm]	DK	$\epsilon_{suk}$ [%]	$f_{cc}$ [Mpa]	$f_u/f_y$	$\tau_b$ [Mpa]	$s_y$ [mm]	$l_{t,pl}$ [mm]	$w_u$ [mm]	$R_{dyn}$ [kN]
8	B	5	33	1,08	14,3	0,27	21	1,6	2
12	B	5	33	1,08	14,3	0,36	31	2,3	5
16	B	5	33	1,08	14,3	0,45	42	3,0	10
8	A	2,5	33	1,05	14,3	0,27	13	0,9	1
8	B	5	33	1,08	14,3	0,27	21	1,6	2
8	C	7,5	33	>1,15	14,3	0,27	39	>3,4	3
8	B	5	28	1,08	13,2	0,28	22	1,7	2
8	B	5	33	1,08	14,3	0,27	21	1,6	2
8	B	5	38	1,08	15,4	0,25	19	1,5	2

Inledningsvis kan nämnas att den elastiska töjningen står för en mycket liten del av den totala sprickbredden. Detta styrker Engströms (1992) påstående att den elastiska töjningen är försumbar. Detta gäller i huvudsak vid högre duktilitetsklass där plastisk töjning är helt dominerande.

Dimension på dragband påverkar sprickbredd i stor grad. En ökning med en faktor två av ett armeringsjärns diameter leder approximativt till ökning av sprickbredd med en faktor 2. Det bör poängteras att en sådan ökning ger 4 gånger så stor area och dragkapacitet. Slutsatsen är att i fall där stor sprickbredd eftersträvas är det fördelaktigt att använda större dimension på armeringsjärn istället för flera mindre armeringsjärn för en given dragkraftskapacitet.

Även duktilitetsklass har stor inverkan på sprickbreddens storlek. En ökning från duktilitetsklass A till B eller B till C ger en ökning av sprickbredd med en faktor 2.

### 5.3.1.2 Lokal stabilitet

För att uppnå lokal stabilitet med linverkan måste systemet, som förutsätts vara i rörelse efter den fiktiva borttagningen, nå jämvikt. I följande avsnitt kommer dynamiska beräkningar i enlighet med avsnitt 3.3 utföras. Anledningen att hänsyn bör tas till dynamiska effekter är att den statiska kapaciteten överskattar kapaciteten. Alternativt, i fall där förenklad beräkningsmetod är fördelaktig, skulle en dynamisk faktor och statiska beräkningar kunna tillämpas.

Följande exempel bygger på ekvationer från avsnitt 3. Det som måste kontrolleras är följande:

- Flyt- och brottkraft för dragband
- Dynamisk kapacitet
- Statisk kapacitet

Alternativt kan lokal stabilitet säkerställas med god approximation genom en linjär statisk beräkning med dynamisk faktor på  $\omega = 2,0$  (fib, 2012).

### Exempel dynamisk beräkning

Indata (sprickbredder) för de dynamiska beräkningarna erhålls från exempel i avsnitt 5.3.1.1. Plastisk spänningsökning modelleras som en linjär kraftökning från  $N_y$  till  $N_u$  i töjningsintervallet  $w_y$  och  $0,5 w_u$ .

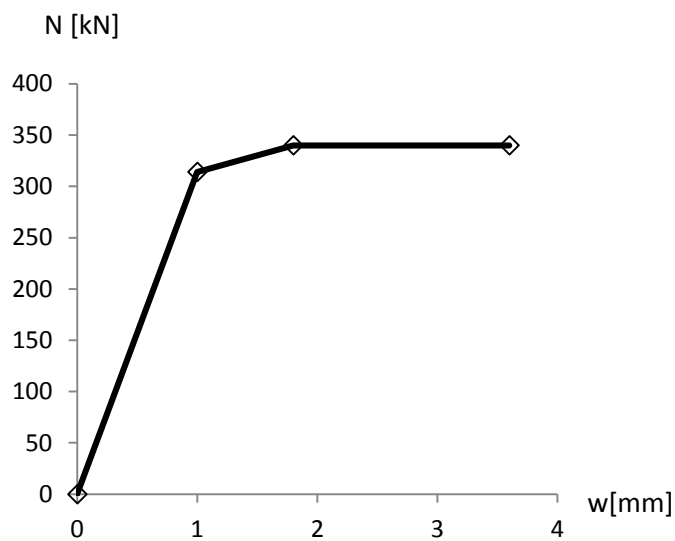
Tabell 5.3 – Indata sprickbredder från exempel i avsnitt 5.3.1.1

$w_u$	3,6 mm
$w_y$	1,0 mm
$l$	5,4 m

Beräkning av flyt- och brottkraft för dragband

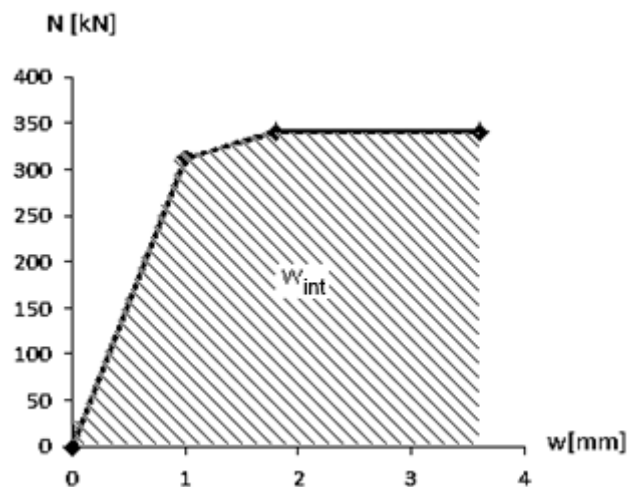
$$N_y = A_s \cdot f_y = 2 \cdot 0,01^2 \cdot \pi \cdot 500 \cdot 10^6 = 314 \text{ kN}$$

$$N_u = N_y \cdot \frac{f_u}{f_y} = 314 \cdot \frac{540}{500} = 340 \text{ kN}$$

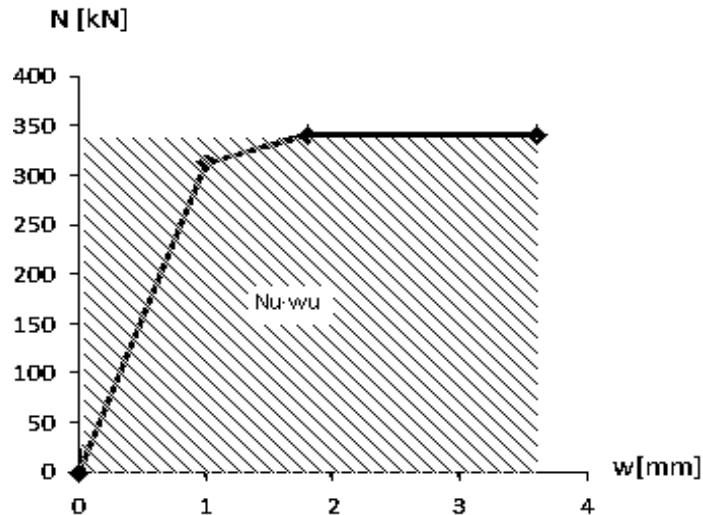


Figur 5.6 – Kraft- och förskjutningsdiagram för dragband

Beräkning av dynamisk kapacitet inleds med att räkna ut hur mycket energi,  $W_{int}$ , som kan lagras i dragbandet. Utgående från resultat kan  $\xi(w)$  beräknas med ekvation 3.9.



Figur 5.7 – Integrering av kraft- och förskjutningsdiagram



Figur 5.8 – Motsvarande full plastisk kapacitet

$$W_{int} = w_y \frac{N_y}{2} + \frac{N_u + N_y}{2} \cdot (0,5 \cdot w_u - w_y) + 0,5 \cdot w_u \cdot N_u =$$

$$1 \frac{314}{2} + \frac{340 + 314}{2} \cdot (0,5 \cdot 3,6 - 1) + 0,5 \cdot 3,6 \cdot 340 = 1,03 \text{ kJ}$$

$$\xi(w) = \frac{1,1 \cdot 10^3}{340 \cdot 3,6} = 0,83$$

Längs fasad kommer tre sprickor utvecklas i de tre pelaranslutningarna. Den totala horisontella töjningen kan beräknas utgående från max sprickbredd enligt avsnitt 3.4:

$$\Delta_l = 3 \cdot w_u = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ mm}$$

Utgående från horisontell töjning kan vertikal deformation,  $a$ , enkelt beräknas med Pythagoras sats:

$$a = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta_l}{2}\right)^2 - l^2} = \sqrt{(2,7 + 0,0054)^2 - 2,7^2} = 0,17 \text{ m}$$

Lasten modelleras som två ekvivalenta punktlaster som verkar  $0,5l$  från respektive upplag. Med tidigare antagande om systemets deformerade geometri blir sträckan de ekvivalenta krafterna flyttas:

$$a_{qz} = \frac{a}{2} = 0,085 \text{ m}$$

Den dynamiska kapaciteten beräknas enligt ekvation 3.15:

$$R_{dyn} = \frac{1}{0,085} (3 \cdot 0,84 \cdot 340 \cdot 0,0036)$$

$$= 36 \text{ kN}$$

Statisk kapacitet beräknas med enkel jämvikt enligt ekvation 3.14:

$$R_{stat} = \frac{2 \cdot 0,17}{2,7} \cdot 340 = 43 \text{ kN}$$

Med förutsättningar enligt avsnitt 1 och lastkombination för olyckslast och influensarea enligt  $A_1$  i figur 4.1 ges följande dimensionerade kraft i fasadpelare:

$$Q_d = q_d \cdot A = 4,95 \cdot \left( \frac{10,5}{2} \cdot 5,4 \right) = 140 \text{ kN}$$

### Diskussion lokal stabilitet

Den dynamiska beräkningen ger en kapacitet på 36 kN. Resultatet avspeglar systemets mycket låga duktilitet. Kapaciteten kan jämföras med den ekvivalenta punktlasten,  $N$ , som belastar linan vid lokal skada i pelare.

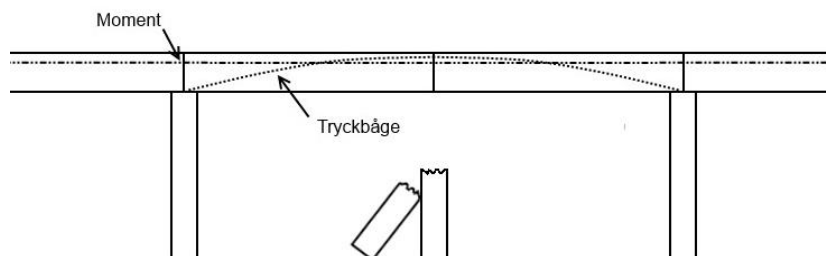
$$N = 140 \text{ kN} \gg 36 \text{ kN}$$

Det är uppenbart att det inte är aktuellt, med rådande förutsättningar, att räkna med endast linverkan som överbryggande verkningsätt vid lokal skada. För att överbrygga skada enligt beräkningarna krävs  $8\phi 20$ , en orimlig mängd armering. För att materialeffektivt överbrygga lokal skada med linverkan måste det ställas betydligt högre krav på duktilitet i dragbandet. Beräkningar visar att den vertikala deformationen innan systemet går till brott uppgår till 170 mm. För effektiv linverkan bör deformationen uppgå till dubbla tvärsnittshöjden. I fall med mindre deformation är det mer aktuellt att räkna med bågverkan och tvångsmoment (fib, 2012). Institution of Structural Engineers (2010) skriver att:

*"...more realistically, slabs and beams will retain some degraded moment capacity at their ends and centre which will reduce the tie forces demanded. There is also a common case where the catenary receives some midspan support via tie forces from a surviving column above."*

Institution of Structural Engineers (2010)

Det som beskrivs är tvångsmoment och bidrag från ovananförliggande pelare. Tvångsmoment syftar här på de kraftpar som uppstår vid stöd och mitt i spann (se figur 5.9) beroende på var armeringen är placerad. Även bågverkan bidrar till jämvikt (fib, 2012). Bågverkan är bjälklagets förmåga att, vid mycket små deformationer, bilda en tryckbåge (se figur 5.9).



Figur 5.9 – Figuren visar principen för tvångsmoment och tryckbåge

Det är uppenbart, vid långa spännvidder och slanka tvärsnitt, att varken tvångsmoment eller tryckbåge ger något signifikant bidrag till systemets totala överbryggande kapacitet. Det förefaller även logiskt att inget av verkningsätten kommer ge något bidrag till systemets statiska jämvikt då systemet övergår till linverkan och hela tvärsnittet blir dragbelastat samtidigt som det riskerar att tappa kontakt

med upplag. Även om verkningsätten inte är relevanta för statisk jämvikt kan energin som de tar upp tillgodoräknas i den dynamiska jämvikten. Det kan därför diskuteras om dynamisk beräkning enligt exempel i avsnitt 5.3.1.2 är för konservativ.

I beräkning för lokal stabilitet kontrolleras linverkan endast i en riktning. I verkligheten ligger dragband i två vinkelräta riktningar och linverkan bör därför kontrolleras för båda riktningarna. En tvådimensionell beräkning är relativt komplex eftersom systemet har flera tänkbara brottmoder. Det kan diskuteras om systemet har möjlighet att över huvud taget nå brottstörning för tvärgående inre dragband. Enkla beräkningar analogt med exempel i avsnitt 5.3.1.1 visar att längsgående inre dragband (B500BT  $\phi 10$  för Scylla 3) med samma förutsättningar endast kan töjas 2 mm innan brott. Med given geometri (nedböjning och spännvidd i två riktningar) är det enkelt att visa att dragbandet i fråga måste töjas mer än 2 mm och att förankringen kommer gå till brott innan det tvärgående dragbandet går till brott. Detta kan leda till att HDF-plattorna släpper från upplag och ras fortskrider. Utgående från att systemet inte går till brott då längsgående dragband går till brott underskattas kapaciteten i beräkningar eftersom endast en riktning beaktas. Eftersom längsgående inre dragband generellt fördelas jämnt över bjälklag kommer de att töjas olika mycket och varje dragband måste kontrolleras enskilt med avseende på töjning och inre energi.

Ett sätt att undersöka vilka mothållande krafter som kan tänkas uppstå vid en given deformation är att undersöka alla komponenter vid systemets slutdeformation. Töjningar som uppstår i respektive komponent aktiverar mothållande krafter som tillsammans bidrar till kraftjämvikt. Ett rimligt antagande är att fasadlinjen endast deformeras vertikalt, dvs. ingen horisontell förskjutning. Detta leder till att de inre längsgående dragbanden töjs och aktiverar en mothållande kraft även vinkelrätt de perifera dragbanden. Utgående från samma deformationer som exempel 5.3.1.2 och med antaganden på osäkra sidan att de längsgående inre dragbanden är koncentrerade till snittet med maximal deformation och full brottspänning ger en mothållande kraft på 2 kN. Detta bidrag kan försummas.

### **Skillnad i materialbeteende för armeringsjärn**

Engström (1992) har med tester visat att relativt effektiv linverkan kan utvecklas och att relativt hög motståndskapacitet kan tillgodoräknas. I Engströms försök verifieras teorin som tillämpas i denna rapport för analytisk beräkning av sprickbredd samt dynamisk beräkning. Trots detta kan stora skillnader observeras mellan Engströms försök och analytiska beräkningar enligt exempel 5.3.1.2. Anledningen är att Engströms (1992) försök är genomförda med armeringsjärnet Ks40, vilket har betydligt högre duktilitet än dagens järn, B500BT. Ändrade tillverkningsmetoder har resulterat i att dagens armeringsstål uppvisar en högre flyt- och brottkapacitet men sämre seghetsegenskaper än föregångaren Ks40 (Engström, 2013). Trenden att armeringsjärn får sprödare materialegenskaper påverkar i hög grad konstruktionens beteende vid brott. Där stora deformationer är fördelaktiga ges radikalt försämrade förutsättningar. I en forskningsrapport av Räddningsverket (2000) står det att man i Betonghandboken Konstruktion ifrågasätter riktigheten i uttrycken för betongkonstruktioners rotationskapacitet då förändring i materialegenskaper inte beaktats. Detsamma bör även gälla utformningen av raskopplingar, där ingen hänsyn till detta beaktas.

Materialvärden för Ks40 har varit svåra att hitta för en tydlig jämförelse mellan järnens egenskaper. Räddningsverket (2000) skriver att kvoten mellan brott- och flytgräns för Ks40 ligger på 1,30-1,40. Medelvärden från Engströms (1992) försök överensstämmer väl med samma intervall och medelvärde



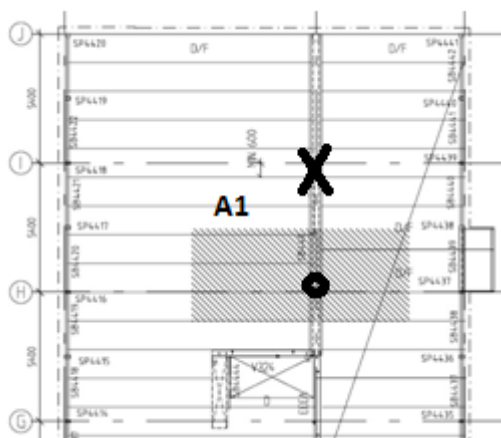
för  $\varepsilon_{uk}$  ligger runt 14 %. Motsvarande medelvärde för B500BT har inte hittats. Genomförs beräkningar för Ks40 analogt med exempel från avsnitt 5.3.1.2 erhålls en dynamiska kapaciteten på 133 kN. Kapaciteten kan jämföras med 36 kN för motsvarande järn i B500BT. Det framgår att skillnaden i materialegenskaper påverkar lastkapaciteten i hög grad. Det är viktigt att poängtera att jämförelsen bygger på karakteristiska värden för B500BT och medelvärde för Ks40. Skillnaden blir därför mer påtaglig än vad den är i verkligheten. Engström (1992) gör en liknande jämförelse med liknande resultat.

Räddningsverket (2000) skriver att redan vid små ökningar av kvoten mellan brott- och flytspänningen påverkas betongkonstruktions förutsättningar till segt beteende (se även känslighetsanalys, avsnitt 5.3.1.1) med möjlighet till kraftomlagringar. Man kan ifrågasätta varför man använder sig av samma dimensioneringsprinciper idag som tidigare i historien, då materialegenskaper för stål har ändrats.

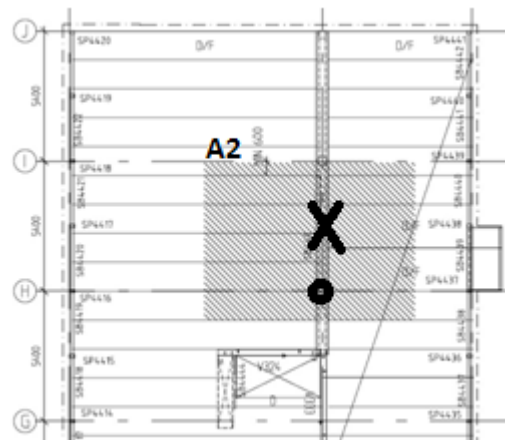
### 5.3.1.3 Global stabilitet

#### Exempel global stabilitet (vertikal kraft)

För att uppnå global stabilitet måste nya upplagskrafter kunna föras till grund. Vid fiktiv borttagning av vertikalt bärverk måste hänsyn till nya vertikala upplagskrafter, till följd av ny spännvidd, tas. Eftersom ett vertikalt bärverk försvinner finns det risk att systemet som helhet inte längre kan hantera lasterna. Det är dock inte uppenbart att de nya upplagskrafterna blir större än vid brottsgränsberäkning eftersom lastkombinationen för olyckslast är betydligt mer liberal. Detta bör undersökas för varje unikt fall. Nedan följer ett exempel för Scylla 3.



Figur 5.10 - Figuren visar aktuella pelare innan utslagning.  
x i figuren markerar utslagen pelare.



Figur 5.11 – Figuren visar aktuella pelare efter  
X i figuren markerar utslagen pelare.

Influensarea för aktuell pelare före och efter fiktiv borttagning av anliggende pelare beräknas. Olika lastkombinationer (olyckslast efter brott och brottsgräns före) används på respektive influensarea för att bestämma dimensionerande kraft i pelare.

$$A_1 = \frac{10,5 + 6,2}{2} \cdot \frac{5,4 + 2,4}{2} = 32,6 \text{ m}^2$$

$$q_1 = 1,2 \cdot g_{k,j} + 1,5 \cdot q_{nl} + 1,5 \cdot \Psi_0 \cdot q_{sl} = 1,2 \cdot 3,7 + 1,5 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,8 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = A_1 \cdot q_1 = 32,6 \cdot 9,5 = 310 \text{ kN}$$

$$A_2 = \frac{10,5 + 6,2}{2} \cdot \left(5,4 + \frac{2,4}{2}\right) = 55,1 \text{ m}^2$$

$$q_2 = g_{k,j} + \Psi_1 \cdot q_{nl} + \Psi_2 \cdot q_{sl} = 3,7 + 0,5 \cdot 2,5 + 0,1 \cdot 0,8 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$N_2 = A_2 \cdot q_2 = 55,1 \cdot 5,0 = 275 \text{ kN}$$

$g_{k,j}$  beskriver egentyngd

$q_{nl}$  beskriver nyttig last

$q_{sl}$  beskriver snölast

$\Psi_0$  beskriver kombinationsfaktor för snölast

$\Psi_1$  beskriver frekventa kombinationsfaktor för nyttig last

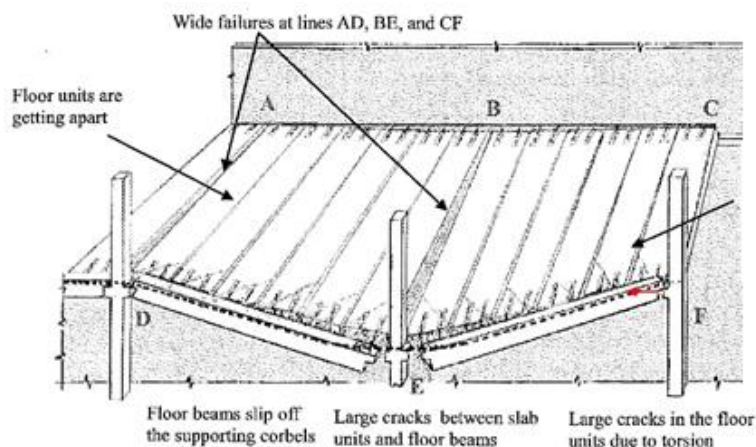
$\Psi_2$  beskriver kvasi – permanent kombinationsfaktor för snölast

I detta fall blir tryckkraften i aktuell pelare lägre efter utslagning av pelare.

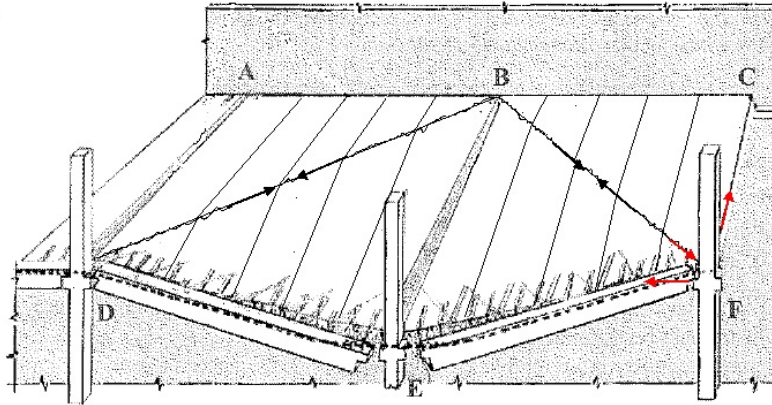
### Exempel global stabilitet (horisontell kraft)

Hänsyn måste tas till de horisontella krafterna som uppstår till följd av att systemet har övergått från att verka i böjning till linverkan. Vid stora deformationer av bjälklag föreligger det risk att detta mister förmågan att staga pelaren i höjd med våningsplan. Eftersom fasadpelare ofta inte dimensioneras kontinuerligt blir det problematiskt med horisontella laster. I fall då pelare utförs kontinuerligt och kan föra den horisontella lasten till andra våningsplan genom moment måste andra ordningens effekter beaktas.

Bo Westerberg (2011) skriver att det finns möjlighet även för ett deformerat bjälklag att föra horisontella laster till stabiliserande kärna. Resonemanget bygger på att det uppstår en tryckbåge från pelare (där dragband är förankrat) som går snett över bjälklag (enligt figur 5.13). Fib (2012) skriver att det istället uppstår sprickor tvärs över bjälklag där tryckbågen är tänkt att uppstå (enligt figur 5.12). I detta fall är det osäkert hur den horisontella kraften skall omhändertas. Eftersom det finns argument och resonemang som både styrker och stjälpel teorin om tryckbåge bör en mer utförlig undersökning göras för varje unikt fall.



Figur 5.12 – Deformation vid linverkan, dragspänningar mellan bjälklag, fib (2012)

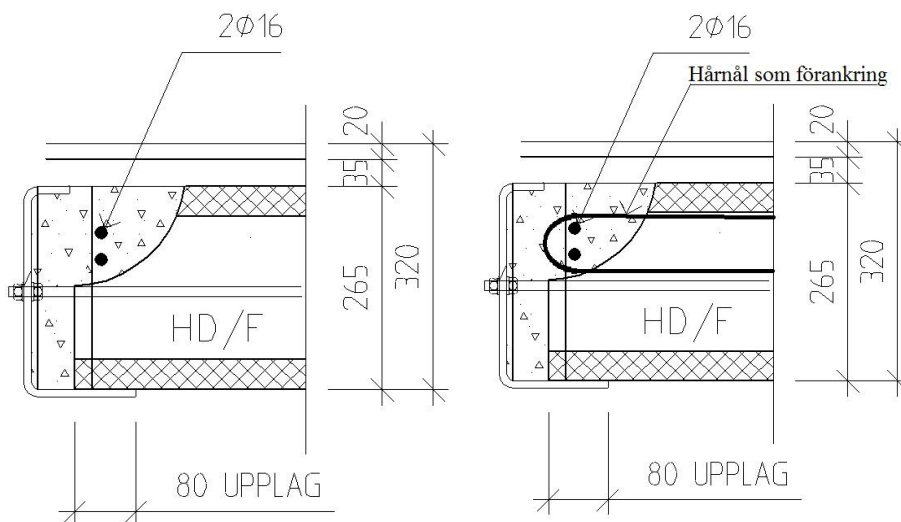


Figur 5.13 – Deformation vid linverkan, tryckbåge.

#### 5.3.1.4 Kommentarer om detaljutformning

I följande avsnitt ges korta kommentarer om ett par detaljutformningar för Scylla 3. Rapporten syftar inte till att ge en heltäckande beskrivning om hur lämpliga detaljer skall utföras. Utformningen av detaljanslutningar har betydande inverkan på beteendet för konstruktioner vid brott och bör behandlas på ett genomtänkt sätt.

Figur 5.14 visar hur sammanhållningsarmering placerats längs fasad i Scylla 3. EN 1992-1-1 skriver att inre dragband bör förankras till dragband längs kant på ett sätt att kraftöverföring möjliggörs. Den perifera armeringen ( $2\phi 16$ ) är ur sammanhållningssynpunkt förankrad på ett bristfälligt sätt. Om verkningsätt övergår till linverkan uppstår dragkrafter som ger upphov till en vertikal komponent, vilken kommer ge upphov till dragkrafter i betongen. Det föreligger stor risk att dessa armeringsjärn spjälkas ut.



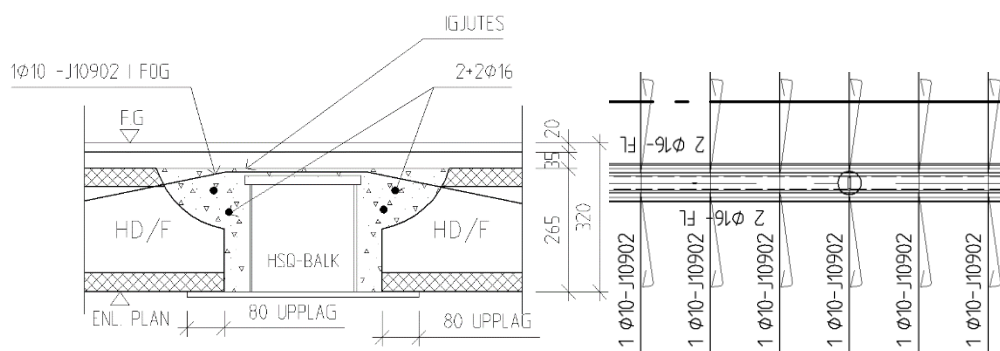
Figur 5.14 – Detaljutformning för Scylla 3 längst fasad

Figur 5.15 – Förslag på en mer robust utformning för detalj

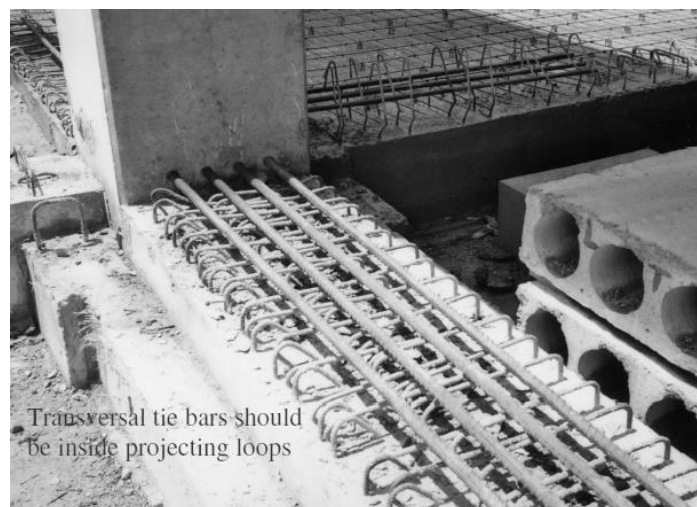
Genom att lägga till ett s-järn (hårnål) som figuren visar fås ett betydligt mer robust beteende (förmåga att verka på flera olika sätt vid eventuell lastomlagring). Denna lösning ger möjlighet till att på ett mer

effektivt vis ta upp dragkrafterna som uppstår då lastomlagringar sker. Hårnålen förankras till dragbandet längs fasad och minskar risken för förankringsbrott för kantarmeringen.

Figur 5.16 visar detaljutformningen för inre längsgående dragband. Till skillnad från detaljen i figur 5.14 är all tvärgående armering placerad under längsgående armering. I en situation då dragband måste överbygga skada genom linverkan bör aktuell lösning räknas som en, ur robusthetssynpunkt, bättre lösning. Längsgående armering kommer, vid stora deformationer, till viss del förhindra att tvärgående armering spjälkas loss och tappar kontakt med bjälklag. Vid ett sådant fall är det fördelaktigt att den längsgående armeringen är placerad med lutning (enligt figur) för att lättare kunna överföra vertikal kraft som uppkommer vid förhindrande av spjälkning av tvärgående armering. Figur 5.17 visar exempel hämtat från verkligheten där längsgående dragband placerats utanför byglar, vilket ger bristfälliga förutsättningar för överbyggnads effekter.

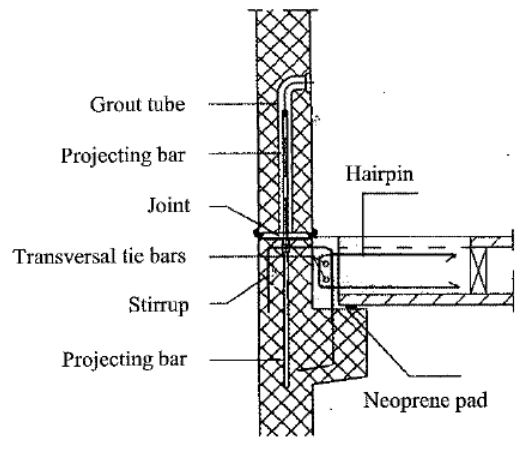


Figur 5.16 – Detaljutformning för Scylla 3 och dess placering



Figur 5.17 – Exempel på en, ut robusthetssynpunkt, dålig placering av dragband. Van Acker.

Fib (2012) visar exempel på bra detaljutformning med hänsyn till robusthet. Figur 5.18 visar ett exempel på en väl genomförd detalj där dragband är väl sammanlänkade vilket möjliggör ökad förmåga att motstå nya dragkrafter som uppstår vid lastomlagringar.



Figur 5.18 – Exempel på en, ur robusthetssynpunkt, väl genomförd detaljutformning (fib, 2012).

## 5.4 Väsentlig bärverksdel

*”(1) I enlighet med 3.3(1)P, bör en ”väsentlig bärverksdel”, enligt A.4(1)c, kunna uppta en dimensionerande olyckslast  $A_d$  som angriper i horisontal eller vertikal riktning (i en riktning åt gången) på bärverksdelen eller några anslutna komponenter med beaktande av komponenternas eller förbandens bärförmåga. En sådan dimensionerande olyckslast bör antas verka i enlighet uttryckt (6.11b) i EN 1990 och kan antas vara en koncentrerad eller en utbredd last.” (EN 1991-1-7 A.8, 2006)*

Detta innebär att aktuell bärverksdel skall dimensioneras med lastkombination för olyckslast (ekv 4.7,  $A_d$  inkluderad). Det finns inga kompletterande riktlinjer för vilka kontroller som bör göras och området är överlag otydligt och svårtolkat. Speciella svårigheter uppkommer vid dimensionering av pelare. Ett alternativ är att dimensionera pelaren för en horisontell utbredd last som verkar på pelarens yta samt eventuella komponenter som pelaren är bunden till (exempelvis utfackningsväggar) och dess resulterande kraft på pelare. Kraft från anslutna komponenter kan begränsas av den kraft som uppstår innan förband mot pelare eller komponenten går till brott (The Concrete Centre, 2008). Metoden brister för innerpelare där en relativt begränsad pelaryta resulterar i en liten kraftkomposant (jämför med väggyta). Vidare bör pelaren dimensioneras för en resulterande vertikal tryck- respektive dragkraft som antas verka på dess influensarea.

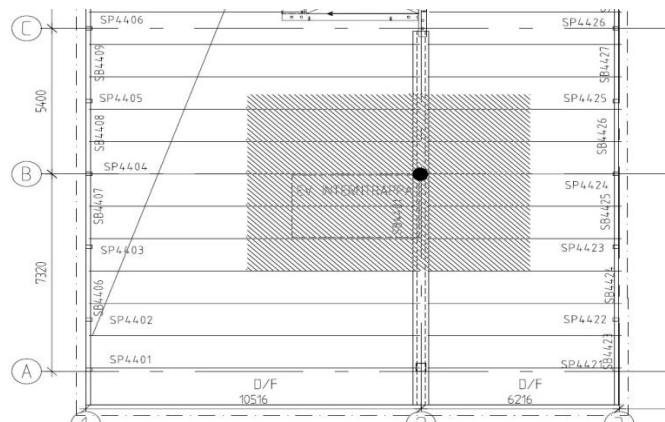
### 5.4.1 Beräkningsgång väsentlig bärverksdel

Där annan överbyggnad av skada inte är aktuell kan man dimensionera aktuell bärverksdel som en väsentlig bärverksdel. För dimensionering av väsentlig bärverksdel bör ett antal steg genomföras. Steg och exempel kommer vara utfört och anpassat till en pelare men principen är densamma för andra bärverk. Dimensionerande kraft beräknas alltid med lastkombination för olyckslast.

1. Beräkna bärverksdelens influensarea,  $A_{inf}$ , och beräkna resulterande dimensionerande vertikala tryckkraft,  $Q_d$ .
2. Beräkna resulterande dimensionerande vertikal dragkraft. Gynnsam nedåtriktad kraft från ovanförliggande nyttig last får ej tillgodoräknas.
3. Beräkna dimensionerande horisontell kraft på pelare. Horisontell last antas belasta pelare och andra komponenter (ex. utfackningsväggar). Lasten används för beräkning av snittkrafter i pelare.
4. Kontrollera att det finns en kontinuerlig lastväg till den väsentliga bärverksdelen och att alla komponenter är dimensionerade för olyckslast.

## 5.4.2 Dimensionering väsentlig bärverksdel

Dimensioneringsexempel utgår från ovanstående beräkningsgång och görs för inre pelare i Scylla 3 enligt figur 5.19.



Figur 5.19 – Förutsättningar för pelare.

1. Beräkning av dimensionerande tryckande kraft i pelare.

Alla bjälklag är identiska. Olyckslast,  $A_d$ , antas verka på ett bjälklag samtidigt som egentyngd och nyttig last antas verka på alla ovanförliggande bjälklag. Med förenklat antagande att alla upplag är lika styva och influensarean begränsas av halva spännvidden i alla riktningar beräknas influensarean,  $A_{inf}$ , dimensionerande last,  $q_d$ , och dimensionerande kraft,  $Q_d$ :

$$A_{inf} = \frac{(10,516 + 6,216)}{2} \cdot \frac{(7,320 + 5,400)}{2} = 53 \text{ m}^2$$

$$q_d = q_{k,j} + A_d + \psi_1 q_{k,1} + \psi_2 q_{k,2} = (3,7 \cdot 6) + 34 + (0,5 \cdot 2,5 \cdot 6) + (0,7 \cdot 0,8) = 64 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = q_d \cdot A = 64,3 \cdot 53,2 = 3400 \text{ kN}$$

2. Beräkning av dimensionerande kraft i förankring till ovanförliggande bjälklag.

Beräkning görs analogt med brottdimensionering där gynnsam permanent last tillgodosätts med en faktor 1,0 och den nyttiga lasten ej tillgodosätts. I aktuell byggnad är key element genomgående i alla plan. Mest belastade dragband är därmed det på översta plan där endast egentyngd från takplan tillgodosätts. Samma egentyngd antas på takplan som resterande plan.

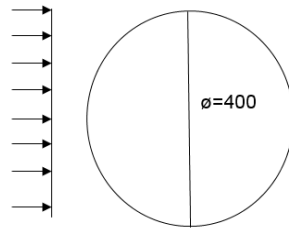
$$q_d = g_{k,j} + A_d = (-3,7 \cdot 1) + 34 = 30,3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = q_d \cdot A = 30 \cdot 53 = 1600 \text{ kN}$$

3. Beräkna dimensionerande horisontell last och moment på pelare.

Horisontell kraft kommer verka på pelare och ge upphov till en jämnt utbredd last som räknas på pelarens diameter. På en fasadpelare hade ett tillskott från utfackningsväggar tillkommit.

Dimensionerande kraft hade då beräknats utgående från den största av den kraft då utfackningsvägg slås ut eller  $A_d$  räknat på influensarean.



Figur 5.20 – Lastens angreppssätt mot pelare.

$$q_d = A_d \cdot \varnothing = 34 \cdot 0,4 = 13,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{13,6 \cdot 3^2}{8} = 15 \text{ kNm}$$

4. Kontrollera att det finns en kontinuerlig lastväg till den väsentliga bärverksdelen och att alla komponenter är dimensionerade för olyckslast.

Detta innebär exempelvis att säkerställa att stålbalk och anslutningar är dimensionerade för att föra olyckslast till pelare. Om detta inte uppfylls måste det säkerställas att rasområde inte överstiger överenskommen omfattning.

### 5.4.3 Diskussion väsentliga bärverksdelar

Eurokod behandlar väsentliga bärverksdelar mycket ytligt och svårtolkat. Det framgår inte tydligt hur det är meningen att dimensionering ska genomföras. Det som anges är att en olyckslast skall antas verka på bärverk och anliggande delar. Det framgår inte hur metoden ska tillämpas för olika bärverksdelar. Bo Westerberg (2011) diskuterar avsnittet väldigt ytligt och bidrar inte till någon djupare tolkning. Samtliga aktörer har i intervju angett att det föreligger problem vid dimensionering av väsentliga bärverksdelar och att metoden används sällan.

Vid en olyckslast antas olyckslasten  $A_d$  belasta ovanförliggande bjälklag, underifrån med en uppåtriktad last, vid dimensionering av vertikalt dragband. Enkelspända HDF-bjälklag är enkelarmerade och kommer spricka och/eller gå till brott om de utsätts för påtagliga negativa moment. Med tanke på olyckslastens amplitud är det senare mest troligt. Frågan huruvida bjälklaget har möjlighet att föra någon kraft till balk/pelare är svår att svara på. Ett rimligt antagande på säkra sidan är att bjälklag kan föra all last till pelare vid dimensionering av dragband samtidigt som antagandet att inte mer än 100 m<sup>2</sup> går till brott på grund av negativa moment i bjälklag. I fallet att mer än 100 m<sup>2</sup> bjälklagsyta går till brott är det troligtvis till följd av en signifikant explosion och frågan är om konsekvensen då kan anses vara proportionell mot orsaken så länge fortskridande ras ej inträffar.

Resonemanget ovan resulterar i en stor dragande kraft som beräkningsexemplet ovan visar. Huruvida denna stora kraft är rimlig för att täcka en olyckslast behandlas ej men syftet att säkerställa att bärverk ej slås ut bör kräva en stor kapacitet.

Vidare står det i EN 1991-1-7 att bärverksdelen och anslutande komponenter som påverkar dess bärighet skall dimensioneras för olyckslasten. I fallet att innerpelare för Scylla 3 dimensioneras som väsentlig bärverksdel kan det diskuteras huruvida anslutande kontinuerlig balk skall dimensioneras för



aktuell olyckslast. Med resonemanget ovan kan två situationer uppstå då bjälklaget belastas med den utbredda olyckslasten. En situation är att det negativa momentet blir så stort att bjälklaget går till brott och därmed inte belastar innerpelare. En annan situation är att bjälklaget för lasten vidare. Denna last måste då gå via kontinuerlig balk och denna måste då dimensioneras som en väsentlig bärverksdel. Då konsekvens vid utslagning av balken är likvärdig med den om pelare slås ut kan mellanvägen att endast dimensionera pelaren för olyckslasten verka ofullständig.

Flera aktörer anger att kontroll av horisontell olyckslast på innerpelare är problematisk. Detta för att pelarens begränsade area resulterar i en relativt liten resulterande kraft i jämförelse med en väggstomme. Här anser vi att otydligheter i dimensioneringsmetodens syfte skapar svårigheter. Värdet  $34 \text{ kN/m}^2$  baseras från Ronan Point (Institution of Structural Engineers, 2010) och skall motsvara en okänd olyckslast. Lastens karaktär och uppkomst tyder på att den syftar till att beskriva en explosion. Många i branschen anser att det framförallt är explosionslaster som är aktuella och att andra laster behandlas i avsnitt för kända olyckslaster (ex. fordonslaster). Med detta resonemang kan det tyckas att innerpelare inte behöver dimensioneras för en stor horisontell last. Detta eftersom en innerpelare troligtvis inte utsätts för någon sådan last vid explosion. Vidare är en låg kraft befogad vid skelettstomme eftersom mycket energi från en explosion lämnar konstruktionen då fönster och utfackningsväggar slås ut.

Svagheten i resonemanget är att olyckslasten  $A_d$  inte syftar att beskriva en explosion utan en okänd exceptionell last. Trots att det kan vara svårt att tänka sig att en innerpelare utsätts för en okänd rimlig horisontell last måste den dimensioneras för detta. Det är då mer rimligt att använda en ekvivalent horisontell punktlast för innerpelare eller generellt för pelare. The Institution of Structural Engineers (2010) föreslår ekvivalenta punktlaster på 250 kN för bottenplan och 150 för resterande plan. Vidare utvärdering av området behandlas inte i denna rapport då sannolikheter och belastningsförlopp kopplade till olyckslasterna ej undersökts.

# Kapitel 6 - Alternativa metoder för att uppnå erforderlig robusthet

Beräkningar i avsnitt 5.3.1.2 visar på att det är mycket svårt att, med dagens byggsätt och förutsättningar, motivera överbrygning med linverkan. Svagheten i dagens byggsätt är att dragbandens duktilitet är långt under det som krävs för att på ett effektivt sätt utnyttja linverkan som verkningssätt. I följande avsnitt ges förslag på alternativa sätt att överbrygga lokalt brott. De alternativ som behandlas är dragband med rätt förutsättningar, alternativ utformning av stomsystem (bärande väggar) och kontinuerlig balk. Det visas även varför det inte är praktiskt att använda stålbalkar som dragband.

## 6.1 Dragband med rätt förutsättningar

Tidigare beräkningar har visat att kapacitet i dragband som utgörs av kamstänger är långt under det som krävs oavsett om indirekt metod eller fiktiv borttagning tillämpas. Syftet med följande exempel är att belysa ökningen av kapacitet som kan erhållas i dragband som utformas med rätt förutsättningar. I exemplet används släta stänger med ändförankring som karakteriseras av dålig vidhäftning mot betong. Liknande egenskaper kan tänkas uppnås med kamstänger om vidhäftning mot betong bryts (Engström, 2013). I övrigt har dragband samma egenskaper som exemplet i 5.3.1.2. Det som skiljer beräkningarna är att dragband i följande exempel antas plasticera över hela sin längd. Den olinjära dynamiska beräkningen utgår från teori enligt avsnitt 3.3.

### Exempel dragband med rätt förutsättningar

Tabell 6.1 – Materialegenskaper

$N_u$	340 kN
$N_y$	314 kN
$\varepsilon_{sy}$	0,25 %
$\varepsilon_{su}$	5 %

Nedböjning mitt i spann beräknas utgående från antagande att dragband plasticerar över hela längden.

$$\Delta l = l \cdot \varepsilon = 2,7 \cdot 0,05 = 0,140 \text{ m}$$

$$a_{max} = \sqrt{(2,7 + 0,14)^2 - 2,7^2} = 0,860 \text{ m}$$

Med antagande att plastisk hårdnande sker i ett intervall mellan  $\varepsilon_{sy}$  och  $0,5 \varepsilon_{su}$  kan den relativa töjningsenergin beräknas enligt:

$$\xi(w) = \frac{\varepsilon_{sy} \cdot N_y}{2} + (0,5\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \cdot \frac{(N_u + N_y)}{2} + 0,5\varepsilon_{su} \cdot N_u}{N_u \cdot \varepsilon_{su}} = 0,93$$

Vidare kan den dynamiska kapaciteten beräknas enligt ekvation 3.15:

$$R_{dyn} = \frac{1}{a_{max}/2} \int_0^{w_i} N_i(w_i) dw_i = \frac{1}{0,86/2} (314 \cdot 0,0025 \cdot 5,4 + 340 \cdot (0,05 - 0,0025) \cdot 5,4)$$

$$= 204 \text{ kN}$$

Kapaciteten som beräknas visar den maximala kapacitet som kan utnyttjas genom fri töjning av dragband. Jämförelse med beräkning i exempel 5.3.1.2 visar att kapaciteten ökar med en faktor 6 om dragbandet kan töjas fritt jämfört med lokal töjning i sprickor. Fri töjning av dragband är inte en realistisk respons med dagens byggnads sätt men det är viktigt att förstå att det finns en stor fördel i att minska vidhäftning mellan dragband och betong.

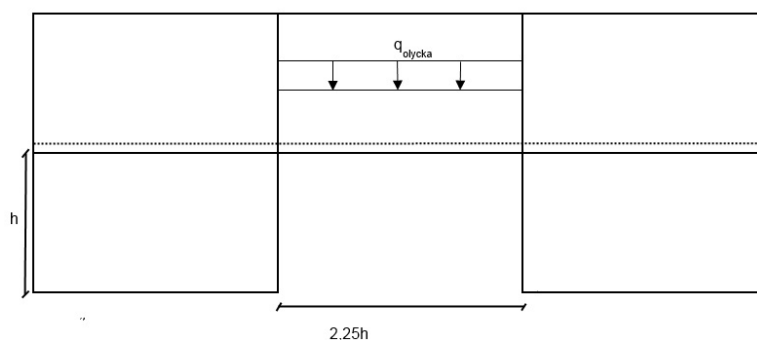
## 6.2 Alternativ utformning av stomsystem (bärande väggar)

Överbrygning genom linverkan ställer generellt höga krav på en god duktilitet i dragband. Genom en alternativ utformning av stomsystemet kan en högre robusthet nås samtidigt som kraven på dragbanden blir mer liberala. Bärande fasadväggar kan överbrygga lokal skada genom skivverkan och ger betydligt högre kapacitet än linverkan för en given armeringsmängd. Det bör tilläggas att skivverkan inte utreds lika ingående som linverkan i denna rapport utan används för att illustrera fördelarna med ett alternativt stomsystem.

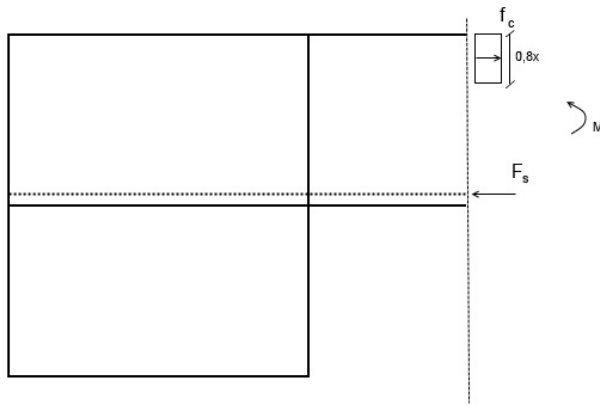
Följande två beräkningar avser att visa den överbryggande kapacitet som finns i en konstruktion med bärande väggar. Fiktiv borttagning genomförs för en sektion mitt på långsida fasad och en sektion vid ett hörn av byggnaden. Beräkning mitt på vägg utförs statistiskt då några stora deformationer aldrig blir aktuella. Väggsektionen modelleras här som en hög balk. Vid hörn genomförs beräkningarna dynamiskt med teori enligt avsnitt 3.3. För båda beräkningarna antas en vägg tjocklek på 250 mm, våningshöjd 2,5 m, hållfasthet i betong på 33 MPa och 2Ø20 B500BT som dragband. Enligt EN 1991-1-7 (2006) bör, vid fiktiv borttagning av väggelement, en nominell sektion motsvarande 2,25 gånger våningshöjden tas bort.

### Exempel balkverkan i vägg

Väggen modelleras som en fritt upplagd balk eftersom det vid stöd inte finns någon betydande momentkapacitet. Olyckslast,  $q_{olycka}$ , hämtas från avsnitt 4.2.2.



Figur 6.1 – Beräknings- och lastmodell för exempel: balkverkan i vägg.



Figur 6.2 – Beteckning för snittkrafter och modell för exempel: balkverkan i vägg.

$$M_E = \frac{(q_{v\ddot{a}gg} + q_{olycka}) \cdot (2,25h)^2}{8} = \frac{(0,25 \cdot 2,5 \cdot 24 + 4,95 \cdot 5,25) \cdot (2,25 \cdot 2,5)^2}{8} = 160 \text{ kNm}$$

Armeringens hävarm,  $e$ , kan uppskattas till 2 m och kapaciteten kan beräknas enligt:

$$M_{Rd} = A_s f_u \cdot e = 2 \cdot 0,01^2 \cdot \pi \cdot 540 \cdot 10^3 \cdot 2 = 680 \text{ kNm} > 160 \text{ kNm}$$

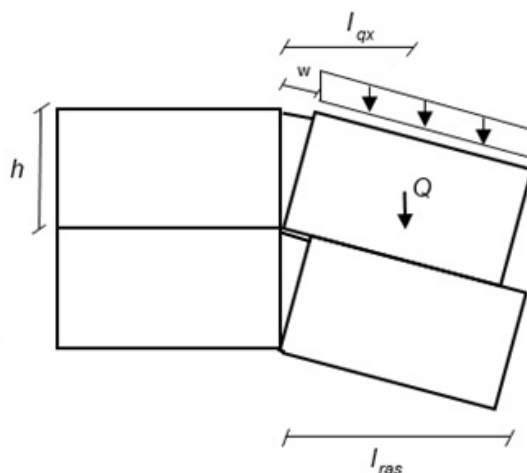
Det skall poängteras att antaganden (både hävarm och verknings sätt) är på säkra sidan. Det är troligt att väggen inte verkar enbart i balkverkan utan även med mer effektiva verknings sätt. Större kapacitet skulle troligtvis kunna påvisas genom exempelvis en strut and tie modell.

### Exempel skivverkan i vägg

Brottmoden antas enligt figur 6.3. Bortsett från verknings sätt, balkverkan kontra skivverkan, utgår följande exempel med samma förutsättningar som föregående exempel. Med analogt resonemang som för linverkan är det den dynamiska kapaciteten som är begränsande och kommer jämföras. Den statiska kapaciteten är aldrig begränsande med antagande att inget dragband går till brott.

Fiktivt borttagen längd,  $l_{ras}$ , beräknas enligt:

$$l_{ras} = 2,25h = 2,25 \cdot 2,5 = 5,6 \text{ m}$$



Figur 6.3 – Beräknings- och lastmodell för exempel: skivverkan i vägg.  $Q$  är ekvivalent last för vägg,  $l_{qx}$  är lasternas tyngdpunkts horisontella läge,  $w$  är töjning i dragband,  $h$  är våningshöjd och  $l_{ras}$  är fiktivt borttagen del av upplag.

Lastens horisontella läge beräknas enligt:

$$l_{qx} = \frac{l_{ras}}{2} = \frac{5,6}{2} = 2,8 \text{ m}$$

Maximal vertikal förskjutning av den ekvivalenta punktlasten kan beräknas utgående från maximal sprickbredd,  $w_{max}$ , enligt:

$$a_{qz,max} = \frac{l_{qx}}{h} \cdot w_{max} = \frac{2,8}{2,5} \cdot 3,6 = 4 \text{ mm}$$

Dynamisk kapacitet kan beräknas utgående från ekvation 3.15:

$$R_{dyn} = \frac{1}{a_{qz,max}} (w_u \cdot \xi \cdot N_u) = \frac{1}{0,004} (0,0036 \cdot 0,83 \cdot 340) = 253 \text{ kN}$$

Kapaciteten för skivverkan är inte direkt jämförbar med kapaciteten för linverkan. För jämförelse måste man beakta den lastupptagande arean för pelar- respektive väggelementet samt väggelementets vikt. Det är också viktigt att poängtera att detta exempel behandlar borttagning av ett hörn, ett betydligt mer kritiskt snitt än det som kontrolleras för linverkan.

Lasten på bjälklag beräknas som tidigare med lastkombination för olyckslast. Väggens tjocklek antas till 250 mm.

$$q_{bjälklag} = 4,95 \cdot \frac{10,5}{2} = 26 \text{ kN/m}$$

$$q_{vägg} = 0,25 \cdot 2,5 \cdot 24 = 15 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot} = q_{bjälklag} + q_{vägg} = 26 + 15 = 41 \text{ kN/m}$$

Den totala ekvivalenta last,  $Q$ , som ska jämföras med kapaciteten,  $R_{dyn}$ , blir:

$$Q = q_{tot} \cdot l_{ras} = 41 \cdot 5,6 = 230 \text{ kN} < 253 \text{ kN}$$

Beräkningar i föregående avsnitt tyder på att bärande väggar har betydligt bättre förmåga att hantera lokalt brott jämfört med linverkan i skelettstomme. Detta är möjligt eftersom skivverkan utnyttjar betydligt större hävarm än i linverkan. Vidare är inte hävarmen i skivverkan lika beroende av en hög duktilitet i raskopplingarna. Det bör poängteras att skivverkan, precis som linverkan, kräver noggrann detaljutformning för att fungera.

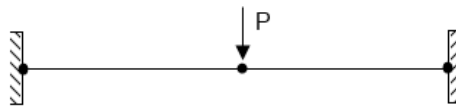
## 6.3 Stålbalk som dragband

Om armeringsjärn som dragband inte ger erforderlig kapacitet att överbrygga lokal skada genom linverkan är ett alternativ att använda stålbalk som dragband. Fib (2008) skriver att detta är ett fullt godtagbart alternativ om det kan visas att balken och eventuella skarvar och förband uppfyller krav på erforderlig dragkraft. Eftersom stålmängden i en balk vanligtvis överstiger den mängd material som krävs av normen är det i vanliga fall endast gerberskarvar och upplag som behöver kontrolleras. Eftersom en stålbalk vanligtvis är fri att deformera över hela längden är duktilitet inget problem.

Det positiva med stålbalk som dragband bygger på teoretiskt korrekta resonemang men brister i praktiken på lokal nivå vid förband mot pelare. Hänsyn måste i praktiken tas till de horisontella krafter

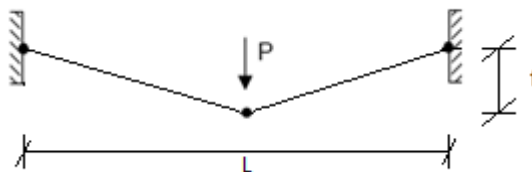
som uppstår vid vertikal jämvikt. I teorin leder mer material i dragband till större horisontella krafter. Följande resonemang visar hur en given vertikal kraft påverkar snittkrafterna vid infästning mot pelare.

Utgångsläget är ett helt obelastat dragband (utgörs av fritt upplagd balk) och idealelastiskt-plastiskt materialbeteende. När pelare slås ut kan balkens initialläge och randvillkor beskrivas enligt figur 6.4. Det skall poängteras att figuren beskriver en teoretisk modell med perfekta leder vilket inte stämmer helt med verkligheten.



Figur 6.4 – Modell med randvillkor och balkarnas initiala läge.

Systemet blir en mekanism då ingen balkverkan är möjlig och en deformation av systemet krävs för att uppnå vertikal jämvikt. Under den elastiska töjningen ökar den vertikala komponenten, dels beroende på spänningsökning i balken men även på grund av systemets deformation (mer fördelaktig vinkel för dragband). Det är inte uppenbart hur den horisontella komponenten påverkas eftersom deformation och spänningsökning ger motverkande effekt till horisontell komponent.

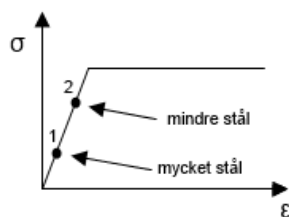


Figur 6.5 – Modell med randvillkor och balkarnas deformerade läge.

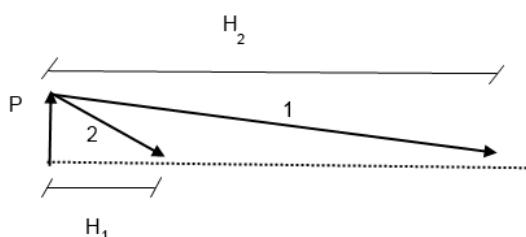
För lastfallet enligt figur 6.5 med punktlast mitt i spännnet erhålls en horisontell kraftkomponent enligt:

$$H = \frac{PL}{4f}$$

För en given vertikal punktlast,  $P$ , minskar den horisontella kraften med ökad deformation,  $f$  (se figur 6.7). Punkterna 1 och 2 i figur 6.6 motsvarar två system med samma vertikala komponent men olika tvärsnittsarea. Eftersom system 2 har mindre tvärsnittsarea krävs större spänning/deformation för att nå vertikal kraftjämvikt. Snittkrafterna som måste tas i förbanden mot pelare visas i figur 6.7. Det är tydligt att mer stål leder till större horisontell komponent för en given last. Mer stål kan därför vara kontraproduktivt i det avseendet att systemets deformation minskar.



Figur 6.6 – Visar spänningen/töjning i två olika dragband för en given vertikal punktlast,  $P$ , beroende på mängd stål i balken. Punkt 1 är en balk med större tvärsnittsarea än punkt 2.



Figur 6.7 – Visualiserar deformationens inverkan på pelarens horisontella reaktion. Vinkel mot horisontalplan för respektive balk i deformerat läge beskrivs av lutning av 1 och 2. Stor deformation (stor vinkel) ger mindre horisontell reaktion,  $H$ , och mindre kraft i dragband, 1 och 2, för en given punktlast,  $P$ .

Resonemanget ovan styrks med ett exempel. Med utgångspunkt från konstruktionsritningar från Scylla 3 ges en tvärsnittsarea för kantbalken till  $0,05 \text{ m}^2$ . Beaktas lastmodellen ovan kan en enkel vertikal kraftjämvikt tas fram med Hookes lag. Med en given last,  $P$ , motsvarande  $140 \text{ kN}$  (enligt avsnitt 5.3.1.2) ges en horisontell komponent på  $3,2 \text{ MN}$ .

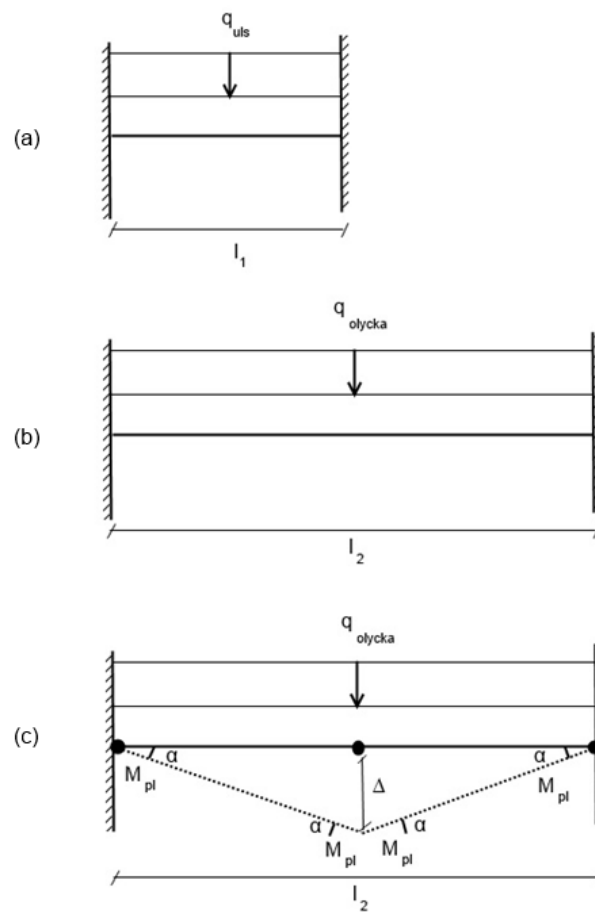
Med ovanstående resonemang är det uppenbart att det inte är sund ingenjörskonst att enbart öka materialmängd för ökad kapacitet i linverkan. Detta kan leda till att dragband endast verkar i elastiskt stadium där relativt stora krafter uppstår med små deformationer. Vidare resulterar detta i att förbanden kommer dimensioneras för orimligt stora horisontella krafter. Det bör eftersträvas är en sund avvägning mellan ökad hållfasthet och ett ökat segt materialbeteende. Då dragband plasticeras kan tvärsnittet bibehålla sin lastkapacitet med ökande deformation vilket leder till att vertikal kraftjämvikt kan uppnås med förmånligare deformationer framför ökad stålmängd. Vidare resulterar detta i mindre horisontella krafter som förbandet skall dimensioneras för. Med detta i åtanke är en seg konstruktion en sund konstruktion med hänsyn till olyckslaster. Detta resulterar i att kraftomlagringar möjliggörs, och därmed ökar också konstruktionens energiupptagningsförmåga.

Enligt detta resonemang är det inte effektivt att kompensera sprött beteende med ökad hållfasthet. Detta gäller inte enbart för balk som dragband utan gäller även vid användning av armeringsjärn. Dagens material och byggteknik resulterar i att armeringsjärn som dragband har relativt liten plasticering som dessutom koncentreras i zoner.

För att utnyttja kantbalk utan att skapa dessa stora horisontella krafter då den används som ett kontinuerligt dragband kan kontinuerlig balkverkan istället utnyttjas. Exempel på detta visas i nästa avsnitt.

## 6.4 Kontinuerlig balk

Genom att använda kontinuerliga balkar istället för fritt upplagda erhålls en extra kapacitet som kan utnyttjas vid lokalt brott. Om balken är kontinuerlig kan flytleder utvecklas då spänningen överstiger materialets flytspänning och spänningar kan omfördelas i materialet. Med utnyttjande av gränslastteori och att olyckslasten är betydligt reducerad gentemot brottsgränslasten är det enkelt att visa hur en godtycklig kontinuerlig balk hanterar en fördubbling av spannets längd på grund av en utslagning av ett upplag vid olyckslast.



Figur 6.8 – Modeller för initialläge före lokalt brott (a), odeformerat läge efter brott (b) och deformerat läge med fullt utvecklade flytleder (c).

$$\frac{q_{olycka}}{q_{uls}} = \frac{(3,7 + 2,5 \cdot 0,5)}{(1,2 \cdot 3,7 + 1,5 \cdot 2,5)} = 0,6$$

$$q_{uls} = \frac{12M_E}{l_1^2}$$

Plastisk lastkapacitet kan beräknas med gränslastberäkning enligt kinematiska metoden.

$$A_{yttre} = q_{olycka} \cdot \frac{\Delta \cdot l_2}{2}$$



$$A_{inre} = 4 \cdot (M_{pl} \cdot \alpha) = 4 \cdot \left( M_{pl} \cdot \frac{\Delta}{l_2/2} \right)$$

$$A_{inre} = A_{yttre} \Rightarrow q_{olycka} = \frac{16M_{pl}}{l_2^2}$$

$$l_2 = 2l_1$$

För att balken skall motstå aktuell belastning efter skada krävs att den last den är dimensionerad skall överstiga olyckslasten:

$$q_{uls} \geq q_{olycka} \Rightarrow \frac{12M_E}{l_1^2} \geq \frac{16M_{pl}}{(2l_1)^2} \Rightarrow 12M_E \geq 4M_{pl}$$

Hänsyn till att lastkombination med olyckslast endast är 60 % av den dimensionerande lasten (enligt Eurokod för aktuell byggnad) ger:

$$0,6 \cdot 12M_E \geq 4M_{pl} \Rightarrow \frac{M_{pl}}{M_E} \geq 1,8$$

Om balken är i tvärsnittsklass 1 kan spänningen för brottgräns i stålet utnyttjas. Uttrycket kan skrivas som:

$$\frac{Z}{W} \geq 1,8 \Rightarrow \frac{f_u \cdot Z}{f_y \cdot W} \geq 1,8$$

För en vanlig stålqualität, S275, kan uttrycket skrivas som:

$$\frac{430 \cdot Z}{275 \cdot W} \geq 1,8 \Rightarrow \frac{Z}{W} \geq 1,15$$

En kvot mellan plastiskt- och elastiskt böjmotstånd på 1,10-1,15 är inget ovanligt och uppfylls av exempelvis samtliga IPE-profiler.

För att tillgodoräkna full kapacitet enligt gränslastteorin måste ett antal förutsättningar uppfyllas:

- Konstruktionen måste inneha erforderlig plastisk deformationsförmåga.
- Flytleder måste kunna rotera obegränsat utan att förlora momentkapacitet. Stora krav ställs här på detaljutformning.
- Det är viktigt att balken inte bucklar, varken globalt eller lokalt. Detta kan förhindras genom att använda en balk ur tvärsnittsklass 1. HDF-bjälklaget bör kunna staga mot vippning.

Beräkningarna indikerar att en kontinuerlig balk som dimensioneras enligt lastfall för brottgränstillstånd innehar tillräcklig plastisk kapacitet för att överbrygga lokal skada vid bortfall av pelare. Det skall tilläggas att någon generell slutsats inte kan dras utan varje unikt fall bör undersökas. Modellen bygger på antaganden som kan skilja mellan konstruktioner.

- I beräkningar har den kontinuerliga balken modellerats med elementarfall för fast inspänd balk. Modellen kan endast användas för något av mittfacken på en symmetriskt belastad kontinuerlig balk. Skulle ändfacket undersökas skulle kapaciteten bli betydligt lägre eftersom

endast tre flytleder kan utvecklas. Vill man undvika att öka dimensionen på balken skulle detta kunna lösas genom att dimensionera hörnpelare som väsentlig bärverksdel.

- I exemplet används en stålqualität S275. En annan stålqualität, exempelvis S355, har lägre kvot mellan brott- och flytgräns (sprödare materialbeteende). Kvoten mellan plastiskt- och elastiskt böjmotstånd blir då 1,25 vilket inte uppfylls av vanliga balkprofiler. Större balkdimension måste då väljas eller verifiering på annat sätt (ex kombinera med andra överbryggande effekter).
- Om det finns andra laster än egentygnd och nyttig last måste dessa beaktas.

Det skall tilläggas att om erforderlig bärförmåga inte går att verifiera räcker det ofta att öka en balkdimension. Den extra kostnaden detta innebär kan ge fördelar jämfört med vanliga raskopplingar.

- Beräkningar med gränslastteori bygger på säkrare antaganden än överbryggande teori som utnyttjar linverkan eller indirekt metod. Det är även lättare att verifiera duktilitet i en stål balk jämfört med dragband i betong. Även för fallet att en mer detaljerad analys genomförs måste flera relativt osäkra antaganden göras.
- Gränslastteori utnyttjar endast balkverkan. Detta innebär att de horisontella krafter som måste behandlas vid linverkan inte längre måste beaktas.



# Kapitel 7 – Slutsats

## 7.1 Slutsats

De viktigaste slutsatserna beskrivs punktvis nedan. För mer utförlig beskrivning av respektive punkt hänvisas till efterföljande avsnitt.

- En viktig slutsats är att det föreligger ett tydligt behov att branschen enas om en metod som grundar sig på sund ingenjörskonst och inte kryptiskt formulerade föreskrivna regler.
- Dagens norm är inte modifierad för förändrade tillverkningsprocesser som har lett till förändrade materialegenskaper.
- Bättre konstruktioner i brott- och brukgränstillstånd ger ofta sämre förmåga att omfördela laster vid lokalt brott.
- Genom att utforma alternativa system (ex. kontinuerliga balkar) går det att med betydligt högre tillförlitlighet visa att byggnaden uppfyller krav på robusthet.

I rapporten tolkas och utvärderas de avsnitt av Eurokod som behandlar sammanhållningsarmering för prefabricerade betongkonstruktioner i konsekvensklass 2b. Utvärdering av olika aktörers erfarenhet tyder på att branschen är oense i frågan om hur normen skall tillämpas och vilka regler som gäller. Normens otydliga karaktär gör det svårt för branschen att utveckla en standardiserad metod för säkerställning av konstruktioners robusthet.

En fullständig analys av de föreskrivna reglernas tillförlitlighet är svår att genomföra eftersom dess syfte inte explicit beskrivs. Huruvida de syftar till att öka konstruktionens robusthet eller dess strukturella integritet är osäkert. Vidare förefaller det irrationellt att de föreskrivna reglerna inte är modifierade för dagens materialegenskaper och byggpraxis (ex. längre spännvidder). Dagens tillverkningsmetoder ger armeringsjärn betydligt sprödare brottbeteende och sämre energiabsorberingsförmåga än tidigare. Detta leder till att förutsättningar att överbrygga skada genom exempelvis linverkan försämras. Enkla beräkningar och resonemang visar på att fullständig överbrygning inte kan ske.

Dagens byggsätt strävar efter att uppnå en konstruktion med bra systemlösning och materialegenskaper med fokus på brottgräns- och brukgränstillstånd. Egenskaper som är bra i brott- och brukgränstillstånd ger i vissa fall motsatt effekt för överbryggande effekter. Exempel på detta är goda vidhäftningsförhållande, små sprickor och att fler små järn eftersträvas framför färre stora järn.

Kapitel 6 utvärderar alternativa möjligheter att överbrygga lokal skada. Metoder som tas upp och utvärderas är: dragband utan vidhäftning, bärande väggstomme, kontinuerliga balkar och balk som dragband. Exempelvis kan nämnas att genom användning av kontinuerliga fasadbalkar kan en betydande ökning av konstruktionens motståndsförmåga uppnås vid en olyckslast. Beräkningar tyder även på betydande skillnad i grundförutsättningar för att uppnå hög robusthet för konstruktioner med bärande väggar kontra skelettstomme.

## 7.2 Vidare studier

Förslag på vidare studier är att undersöka metoden *Väsentliga bärverksdelar*. Dels kan en tolkning och utvärdering av tillvägagångssättet genomföras, där målet bör vara att ta fram en tydligare och mer helteckande förklaring än denna som ges i Eurokod idag. Vidare finns ett intresse i att utvärdera huruvida den utbredda lasten på  $34 \text{ kN/m}^2$  i metoden är rimlig och undersöka möjligheten till att ta fram en motsvarande ekvivalent punktlast som lämpar sig bättre till bärverk med utbreddning främst i 1 dimensioner (exempelvis pelare).

Avslutningsvis hade det varit väldigt intressant att genomföra fullskaliga försök på hur dagens byggander motstår lokala brott och om fortskridande ras undviks. Aktuell rapport behandlar området främst teoretiskt, men på grund av dess komplexa karaktär är det svårt att utsäga sig om huruvida denna modell stämmer överens med verkligheten.

# Referenslista

The Concrete Centre (2008), *How to design concrete buildings to satisfy disproportionate collapse requirements*, Blackwater, Storbritannien

EKS 8 (2011), *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av Europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*, BFS 2011:10 – EKS 8, Boverket, Karlskrona, Sverige

EN 1990 (2002), *Eurokod 0 – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*, Europeiska standardiseringskomitéen, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige

EN 1991-1-7 (2006), *Eurokod 1 – Laster på bärverk – Del 1-7: Allmänna laster – Olyckslaster*, Europeiska standardiseringskomitéen, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige

EN 1992-1-1 (2005), *Eurokod 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*, Europeiska standardiseringskomitéen, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige

Engström B. (2013), muntlig kommunikation Chalmers Tekniska Högskola 2013-03-06

Engström B. (1992), *Ductility of tie connections in precast structures*, Chalmers Tekniska Högskola Avdelningen för betongkonstruktioner, Göteborg, Sverige

fib (2008), *Structural connections for precast concrete buildings*, Fédération internationale du béton, Vol. 43, Lausanne, Schweiz

fib (2012), *Design of precast concrete structures against accidental actions*, Fédération internationale du béton, Vol. 63, Lausanne, Schweiz

Institution of Structural Engineers (2010), *Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings*, Institution of Structural Engineers, London, Storbritannien

Jae-hyouk C., Dong-kuk C. (2009) *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, Volume 22, Issue 6, November 2009, s. 1016-1019

Mólnar M. (2012), Föreläsningsanteckningar *Skivverkan och stabilisering*, Sverige

Nethercot D A. (2011), *Design of Building Structures to Improve their Resistance to Progressive Collapse*, tillgänglig på [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com) (hämtat 2013-02-13)

Räddningsverket (2000), *Rationell armeringsutformning i impulsbelastade betongkonstruktioner*, september 2000

Starossek U., M.ASCE och Haberland M. (2010), *Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures*, Journal of performance of constructed facilities, November/December 2010

Starossek U. och Wolff M. (2005), *Design of collapse-resistant structures*, JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures, 30 November 2005

Thelandersson S., (2013), muntlig kommunikation

Thelandersson S., Föreläsninganteckningar *Robustness of structural systems*, 2012

U.S. Department of Housing and Urban Development (1977), *Philosophy of Structural Response to Normal and Abnormal Loads*, report 2, USA

Van Acker A. (a), *Design of precast concrete structures with regard to accidental loading*, Belgien.  
Hemsida: <http://www.abcic.org.br/latinamericaseminar/palestras/palestraarnold.pdf> (hämtat 2013-03-12)

Van Acker A. (b), Föreläsninganteckningar *Accidental Actions and progressive collapse*, International seminar on precast concrete structures. Hemsida: [http://www.dec.fct.unl.pt/sites/www.dec.fct.unl.pt/files/documentos/formacao/ispcs/accidental\\_actions.pdf](http://www.dec.fct.unl.pt/sites/www.dec.fct.unl.pt/files/documentos/formacao/ispcs/accidental_actions.pdf) (hämtat 2013-03-12)

Westerberg B. (2013), Mail till Bo Westerberg 2013-04-02

Westerberg B. (2010), *Bärande väggars behov av vertikal kopplingskapacitet Sammanhållningsarmering i allmänhet*, Bo Westerberg, Sverige





# BILAGA B - Processkarta

