

Utformning av byggnader för säkerhet mot fortskridande ras



Henrik Danielsson

Linus Malmgren

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2006

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Utformning av byggnader för säkerhet mot fortskridande ras

Design of buildings to prevent progressive collapse

Henrik Danielsson
Linus Malmgren

2006

Abstract

A progressive collapse implies a structural failure initiated by a local damage which subsequently develops, as a chain reaction, into a failure of either the entire structural system, or only a part of it. The collapse of the Ronan Point building in London 1968 prompted numerous efforts to develop structural design criteria to prevent progressive collapse. Improved design procedures with the intention to control the likelihood of progressive collapse are now again receiving heightened interest by engineers in the aftermath of the terrorist attack against World Trade Center September 11, 2001. There are two different design conditions in Sweden with the aim of preventing progressive collapse. "Condition a" is a direct design stipulation, whereas "condition b" is an indirect design requirement. The Swedish building designs usually meet "condition b" in order to prevent progressive collapse. This master thesis covers the design criteria which have been established to prevent progressive collapse and at the end of the work examples of how to proceed with indirect design and direct design respectively are shown. If both the indirect and direct design theory is used when designing buildings, the risk for progressive collapse should be minimal.

Rapport TVBK-5138
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-06/5138+136p

Examensarbete
Handledare: Sven Thelandersson
Januari 2006

Förord

Detta examensarbete är utfört under perioden september 2005 till och med januari 2006 vid Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola i samarbete med Tyréns AB i Malmö.

Idén till examensarbetet var utformad av Ronny Gerdt vid Tyréns AB.

Först vill vi tacka våra handledare Ronny Gerdt vid Tyréns AB och prof. Sven Thelandersson vid Avdelningen för Konstruktionsteknik, för all hjälp och allt stöd under examensarbetets gång. Tack vare det har examensarbetet varit mycket intressant och givande.

Vi vill även tacka hela avdelningen för Byggprojektering vid Tyréns AB för att de har tillhandahållit en plats för oss under tiden vi har skrivit vårt examensarbete.

Malmö, januari 2006

Henrik Danielsson och Linus Malmgren

Sammanfattning

Fortskridande ras innebär att en lokal skada i en byggnad ger upphov till ett accelererande rasförlopp som innefattar hela eller delar av byggnaden. Den olycka som framför andra riktat intresset mot riskerna för fortskridande ras inträffade 1968 i ett 22 våningar högt bostadshus i Ronan Point, London. Följderna av katastrofen blev att flera länder införde normer och standarder för att i framtiden undvika ras som det i Ronan Point. Terroristattacken mot World Trade Center den 11 september 2001, har lett till att uppmärksamheten återigen riktas mot att höja säkerheten mot riskerna för fortskridande ras. I Sverige finns två villkor gällande dimensionering för att förhindra fortskridande ras. Villkor a motsvarar direkt dimensionering och villkor b indirekt dimensionering. Vanligtvis utförs dimensionering endast för villkor b i Sverige. Examensarbetet tar upp dimensioneringsförutsättningar med avseende på risken för fortskridande ras och i slutet av arbetet finns exempel som visar hur man kan gå till väga vid indirekt och direkt dimensionering. Om indirekt och direkt dimensionering utförs vid projektering av en byggnad bör risken för ett ras vara minimal.

Innehållsförteckning

Beteckningar och förkortningar	xi
Beteckningar	xi
Förkortningar	xii
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	2
1.4 Källkritik	2
1.5 Avgränsningar	2
1.6 Rapportens disposition	3
2 Historik	5
2.1 Inledning	5
2.2 Ronan Point	5
2.3 World Trade Center	6
3 Normer och standarder gällande fortskridande ras	9
3.1 Inledning	9
3.2 Sverige	9
3.2.1 Primär skada	10
3.2.2 Total skada	10
3.2.3 Dimensionering	11
3.2.4 Boverkets förenklade villkor	11
3.3 USA	13
3.3.1 ASCE Standard 7, minimum design loads for buildings and other structures.	13
3.3.2 Andra föreskrifter som behandlar fortskridande ras	13
3.4 Kanada	14
3.5 Europa	15
3.5.1 Storbritannien	15
3.5.2 Eurocode	16

4	Olyckslaster och faktorer knutna till byggnaden	17
4.1	Inledning	17
4.2	Olyckslaster	17
4.2.1	Explosion	17
4.2.2	Brand	19
4.2.3	Påkörning	20
4.2.4	Oavsiktlig stöt	22
4.3	Inverkande faktorer vid fortskridande ras	22
4.3.1	Projekteringsknutna faktorer	22
4.3.2	Geometrisk inverkan	23
5	Olika stomsystems förmågor att motstå olyckslaster	25
5.1	Inledning	25
5.2	Pelarstommar	25
5.2.1	Ramtyp 1a, 1b och 1c	26
5.2.2	Ramtyp 2a, 2b och 2c	27
5.2.3	Ramtyp 3a, 3b och 3c	27
5.2.4	Ramtyp 4a, 4b och 4c	27
5.2.5	Ramtyp 5a, 5b och 5c	27
5.3	Pelardäck	28
5.4	Väggstommar	28
5.5	Produktionsmetoder	31
6	Dimensioneringsmetoder för att förebygga fortskridande ras	33
6.1	Inledning	33
6.2	Dimensionering för skydd mot olyckslast	33
6.3	Indirekt dimensionering	34
6.4	Direkt dimensionering	35
6.4.1	Lokal motståndsförmåga	35
6.4.2	Alternativa lastvägar	35
7	Utformning av anslutningar med hänsyn till risken för fortskridande ras	37
7.1	Inledning	37
7.2	Anslutningens ingående komponenter	39
7.3	Kraftöverförande mekanismer	39
7.3.1	Tryckkraftöverföring	39
7.3.2	Dragkraftöverföring	40
7.3.3	Skjuvkraftöverföring	40

7.4	Utformning av anslutningar med avseende på deformerbarhet och förankring	42
7.4.1	Deformerbarhet	42
7.4.2	Förankring av förbindningar	44
7.5	Praktisk utformning	45
7.5.1	Balkar	45
7.5.2	Bjälklag och tak	47
8	Verknings sätt för skadade betongstommar	53
8.1	Inledning	53
8.2	Grundläggande antaganden	53
8.3	Analys	55
8.4	Beräkningsmetoder för balkar och plattor	56
8.4.1	Alternativa lastvägar genom bågverkan	57
8.4.2	Alternativa lastvägar genom fortsatt balkverkan	61
8.4.3	Alternativa lastvägar genom linverkan	64
9	Projektering med avseende på risken för fortskridande ras	69
9.1	Inledning	69
9.2	Bedömning av en byggnad med avseende på läge, våningsantal och användning	69
9.2.1	Byggnadens läge	69
9.2.2	Byggnadens våningsantal	70
9.2.3	Byggnadens användning	70
9.2.4	Sammanfattning av bedömningen	72
9.3	Val av stomsystem	72
9.4	Val förebyggande åtgärder	73
9.5	Projekteringsgång	75
10	Detaljanalys av Tyrénshuset i Malmö med hänsyn till risken för fortskridande ras	77
10.1	Inledning	77
10.2	Förutsättningar	77
10.3	Indirekt dimensionering	78
10.3.1	Anslutning M504	80
10.4	Direkt dimensionering	83
10.4.1	Förlorad bärförmåga för en pelare i fasaden	84
10.4.1	Förlorad bäring för stabiliserande element i gavelvägg	90
10.5	Resultat	109
10.5.1	Indirekt dimensionering	109
10.5.2	Direkt dimensionering	111

11 Slutsats	113
11.1 Litteraturstudie	113
11.2 Detaljanalys	114
11.2.1 Indirekt dimensionering	114
11.2.2 Direkt dimensionering	115
11.3 Avslutande kommentarer	116
Referenser	117
Appendix A Beräkningar för indirekt dimensionering	119
A1 Anslutning M506	119
A2 Anslutning M512	122
A3 Anslutning M514	125
A4 Kontroll av kantbalkens kapacitet som dragband	128
A5 Kontroll av skjuvkraftskapaciteten i bjälklagsplattornas längsfogar	131
A6 Kontroll av skjuvkraftskapaciteten mellan kantbalk och bjälklagsplattor	132
A7 Kontroll av ihopkopplingen mellan fasadbalk och pelare	134

Beteckningar och förkortningar

Beteckningar

A_{gr}	Bruttoarea
A_{net}	Nettoarea
A_s	Armeringsarea
$A_{s,erf}$	Erforderlig armering
F_a	Förankringskapacitet för ändankare
F_b	Förankringskapacitet genom vidhäftning
F_{dy}	Dymlingens bärförmåga
F_f	Sammanlagd förankringskapacitet
F_a	Kapacitet för svetsnitt vinkelrätt mot längdriktningen
$F_{R//}$	Kapacitet för svetsnitt i längdriktningen
F_{Rbd}	Hålkantens kapacitet
F_{Rtd}	Kapacitet vid dragning
F_{Rvd}	Bultens kapacitet vid skjuvning
F_{Sd}	Dimensionerande kraft
F_{St}	Dimensionerande dragkraft
F_{Sv}	Dimensionerande tvärkraft
H	Horisontalkraft
M_{Sd}	Dimensionerande moment
N_c	Normalkraft, betong
N_{Rtd}	Normalkraftskapacitet för stål, drag
N_{Sd}	Dimensionerande normalkraft
O	Omkrets
P_{max}	Maximalt gastryck vid explosion
R	Bärförmåga
T	Omloppstid
V_{Sd}	Dimensionerande tvärkraft
W	Arbete
a	Svetsens a-mått
b	Avstånd till fri kant tvärs kraftriktningen
c	Avstånd till fri kant i kraftriktningen
e_1	Avstånd till fri kant i kraftriktningen
f_b	Vidhäftningsspänning
f_{bud}	Bultens dimensionerande hållfasthet
f_{cc}	Dimensionerande tryckhållfasthet för betong
f_{ct}	Dimensionerande draghållfasthet för betong
f_{euk}	Elektrodmateriallets brottgränsvärde, karakteristiskt
f_{st}	Armeringens draghållfasthet
f_{uk}	Brottgränsvärde, karakteristiskt
f_{wd}	Dimensionerande hållfasthet hos svetsgodset
f_{yd}	Dimensionerande sträckgränsvärde för stål
f_{yk}	Sträckgränsvärde, karakteristiskt

Beteckningar och förkortningar

l_b	Längd som får tillgodoräknas för förankring
k	Friktionskoefficient
k_c, k_φ, k_s	koefficienter som beror av betongens och armeringens hållfasthetsklasser samt förhållandet l_c/h
t	Tjocklek
α	vinkel mellan kraften och beräkningssnittet
γ_n	Partialkoefficient för säkerhetsklass
η	Koefficient som beror på armeringens ytegenskaper
φ	Reduktionsfaktor
ξ	Koefficient som beror på ändankarets utformning
φ_{ef}	Effektivt kryptal
\emptyset	Diameter
ψ	Lastreduktionsfaktor

Förkortningar

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
BBK 04	Boverkets handbok om betongkonstruktioner
BKR 03	Boverkets Konstruktionsregler
BSDO 94	Boverkets handbok <i>Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast</i>
BSK 99	Boverkets handbok om stålkonstruktioner
CTH	Chalmers Tekniska Högskola
LTU	Luleå Tekniska Högskola

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Den 16 maj, 1968 rasade delar av ett 22 våningar högt bostadshus i Ronan Point, London, efter en gasexplosion. Raset gjorde att normer infördes i många länder för att i framtiden undvika fortskridande ras liknande det i Ronan Point.

Fortskridande ras innebär att en lokal skada i en byggnad ger upphov till ett vertikalt eller horisontellt accelererande rasförlopp. 1972 fick Sverige de första normkraven gällande fortskridande ras.

Fortskridande ras har återigen blivit ett aktuellt ämne efter flera terroristattacker de senaste åren, bl.a. attacken mot World Trade Center 11 september 2001. Kraften då flygplanen kolliderade med tvillingtornen var mer än vad de klarade av och de ledde till total kollaps av de två byggnaderna. Den ökade hotbilden under senare år har lett till att viljan är större att bygga mer robusta byggnader som är mindre sårbara mot oförutsägbara händelser.

1.2 Syfte

Tyréns upprättar internskrifter med byggtekniska råd som stöd till sina anställda. 1991 utkom skriften ”Olyckslaster och fortskridande ras” som är en tolkning av Nybyggnadsregler 6:28. Den innehåller exempel och beskriver praktiskt hur hänsyn ska tas för att uppfylla de normer angående fortskridande ras som gällde i Sverige vid utgivningstillfället. Sedan skriften kom ut har Nybyggnadsregler ersatts av BKR, varför internskriften behöver uppdateras. Dels måste den hänvisa till rätt norm, dels vill Tyréns tillgodogöra sig ny information som har framkommit inom området.

Främst är syftet att medverka till uppdateringen av Tyréns ovan nämnda internskrift ”Olyckslaster och fortskridande ras” genom att göra en litteraturstudie över nationellt och internationellt material som behandlar ämnet ur olika synpunkter. Examensarbetet ska även innehålla en detaljanalys av Tyrénshuset i Malmö där två dimensioneringsmetoder för att förebygga fortskridande ras kommer att genomföras. Resultatet av detaljanalysen kommer att ge en fingervisning om schablonmetoden, som vanligen används av konstruktörer idag, är tillräcklig för att skapa robusta hus, eller om mer kraftfulla metoder måste användas. Tyréns ska sedan kunna använda detaljanalysen som hjälpmedel vid framtida dimensionering för undvikande av fortskridande ras.

1.3 Metod

Tillvägagångssättet för att behandla ämnet ”fortskridande ras” är dels att göra en litteraturstudie, dels att utföra en detaljanalys av Tyrénshuset i Malmö.

För litteraturstudien införskaffades tillgängligt material, såväl nationellt som internationellt, som behandlar fortskridande ras.

Detaljanalysen behandlar två olika dimensioneringsmetoder. Den första metoden innebär en kontroll om Tyrénshuset uppfyller schablonkravet att anslutningar ska kunna överföra två i planet liggande, mot varandra vinkelräta krafter på 20 kN/m. Den andra metoden utgör en direkt analys där ett bärande eller stabiliserande element antas utslaget, varvid en kontroll utförs som visar om alternativa lastvägar kan bildas för att förhindra fortskridande ras. Vilka element som skulle antas utslagna har bestämts efter samråd med Ronny Gerdt.

1.4 Källkritik

Källmaterialet till litteraturstudien är till största del hämtat ur publicerad litteratur. Tillförlitligheten på dessa källor kan därför antas vara hög. Emellertid är en del källor relativt gamla och risk finns att det har utgetts litteratur som grundar sig på nyare forskning. Även facktidningar har använts där tillförlitligheten också får antas vara hög. Internetkällor ska alltid användas med försiktighet och förekommer heller inte i någon större utsträckning i rapporten.

Källor bör alltid granskas kritiskt och författarna är medvetna om att källmaterialet kan innehålla felaktigheter.

1.5 Avgränsningar

För ett examensarbete gäller en tidsbegränsning på 20 veckor. Med tanke på detta har arbetet krävt vissa avgränsningar.

De stommar som beskrivs i arbetet är i huvudsak av betong eller en kombination av betong och stål. Stomsystem av stål, trä eller murverk tas inte upp i rapporten eftersom det är mindre troligt att konsekvenserna av en primär skada ska leda till ett fortskridande ras. Risker i dessa stomsystem är betydligt lägre tack vare den lägre egenvikten än för betong.

Vad gäller anslutningar ligger tyngdpunkten på prefabricerade konstruktioner eftersom risken för fortskridande ras är betydligt större i dessa än i platsgjutna konstruktioner.

Detaljanalysen begränsas till att två fall antas och kontrolleras. Ingen hänsyn tas till vad det är för typ av olyckslast som orsakar den primära skadan utan den antas ha uppkommit på ett godtyckligt sätt.

1.6 Rapportens disposition

Efter en historisk tillbakablick i kapitel 2 över några händelser som har påverkat och bidragit till kraven för dimensionering med hänsyn till fortskridande ras, ges i kapitel 3 en beskrivning av olika länders normer och standarder gällande fortskridande ras.

I kapitel 4 beskrivs olika typer av olyckslaster som kan påverka en byggnad. Vidare behandlas kort projekteringsknutna faktorer och hur byggnadens utformning inverkar på risken för fortskridande ras.

Hur en byggnad är konstruerad påverkar dess motståndskraft mot fortskridande ras. Olika stommsystems förmåga att motstå olika typer av olyckslaster som kan leda till fortskridande ras behandlas i kapitel 5.

Hur man går tillväga vid dimensionering för undvikande av fortskridande ras varierar. I kapitel 6 behandlas därför olika dimensioneringsmetoder som används för att uppnå god sammanhållning och kontinuitet i byggnader.

För att förhindra fortskridande ras är det viktigt vid en primär skada att bjälklag inte faller ned och belastar underliggande bjälklag, och därigenom kan orsaka ett vertikalt fortskridande ras. Därför är det viktigt att anslutningar klarar att ta upp de krafter som uppstår vid ett stödbortfall samt att de har möjlighet att bära den extra lasten av fallande bjälklag. Detta är särskilt svårt att uppnå i prefabricerade stommar, vilket förklaras närmare i kapitel 7.

I samband med att en stomme skadas vid påverkan av en olyckslast förändras dess verkningsätt. Den skadade stommens förmåga att omfördela laster blir avgörande för om fortskridande ras uppstår eller ej. I kapitel 8 beskrivs dessa olika verkningsätt för betongstommar.

För att minska risken för fortskridande ras bör det i projekteringsförfarandet beaktas i ett så tidigt skede som möjligt. I kapitel 9 ges förslag på tillvägagångssätt som borde minska risken för att fortskridande ras ska inträffa.

Avslutningsvis behandlas i kapitel 10 detaljanalysen av Tyrénshuset.

2 Historik

2.1 Inledning

Utvecklingen av normer för att förhindra fortskridande ras har huvudsakligen gått framåt genom att lärdom har tagits av de katastrofer som har inträffat. Det finns flera händelser som har förändrat sättet att tänka när det gäller fortskridande ras. Nedan belyses ett par händelser som har bidragit till att förändra tankesättet gällande utformningen av byggnaders robusthet.

2.2 Ronan Point

Få händelser har fått så stor inverkan som husrasen i Ronan Point 1968. Raset ägde rum i ett 22 våningar högt bostadshus i stadsdelen Ronan Point i London. Huset var konstruerat av prefabricerade betongelement där sammanhållningen mellan elementen var alldeles för dålig. Raset som ägde rum bara två månader efter inflyttning initierades av en gasexplosion i en hörnlägenhet på 18:e våningen. Den ovanligt kraftiga gasexplosionen ledde till en kollaps av den bärande ytterväggen i ett av lägenhetens rum. Väggens förlorade bärförmåga ledde omedelbart till att de ovanliggande bjälklagen föll ner på grund av den dåliga sammanhållningen i stommen. Tyngden av rasmassorna från de ovanliggande bjälklagen och väggarna blev för mycket för underliggande bjälklag och ett vertikalt fortskridande ras var ett faktum, se figur 2.1. [1]

Katastrofen i Ronan Point fick stora konsekvenser såväl i Storbritannien som i resten av världen. En omfattande internationell debatt startades och många länder insåg behovet av att utöka sitt byggnadsregelverk till att omfatta oförutsedda händelser. Detta inkluderade både olyckspåverkan som hus kan utsättas för och hur hus ska utformas för att undvika fortskridande ras. [1]

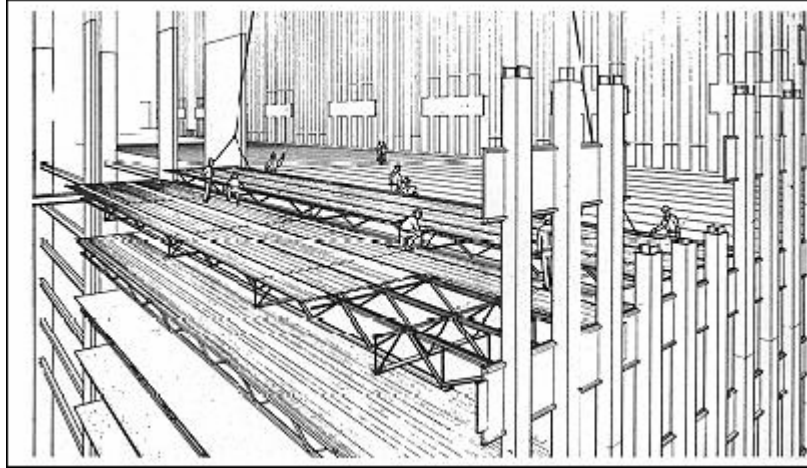


Figur 2.1 Hushörnet på huset i Ronan Point rasade som följd av en gasexplosion på 18:e våningen [2]

2.3 World Trade Center

11 september, 2001 flög två fulltankade Boeing 767, på 150 ton vardera, in i World Trade Center. Det ledde slutligen till en total kollaps av byggnaderna. Orsakerna till detta har debatterats flitigt. Professor Bernt Johansson vid *LTU* anser att det var en kombination av påkörning, explosion och brand som ledde till att byggnaderna slutligen rasade. ”Kanske var det nära att det norra tornet klarade sig” säger han. [3]

World Trade Center var en imponerande byggnad när den invigdes 1973 [3]. Huset bestod av en inre kärna av pelare i grova dimensioner i vilken trapphus och hisschakt var placerade. Kärnan var dimensionerad för att ta enbart vertikala laster. Det är inte riktigt klart hur grova de inre pelarna var, men enligt uppgift ska det dock inte vara några oklarheter vad gäller deras bärförmåga. Fasaderna bestod av tätt stående stålpelare med lådtvärnsnitt som samverkade med 1.3 meter höga horisontella balkar vid varje bjälklagsnivå. De var förtillverkade i sektioner om tre pelare och skarvade på olika höjder för att undvika svaga punkter i fasaden. Bjälklagen bestod av fackverksbalkar upplagda mellan kärnan och fasadpelarna. Ovanpå lades trapetsplåt som en form där man sedan göt lättballastbetong, se figur 2.2. Stålpelarna i de fyra fasaderna var sammankopplade med varandra och gjorde de två tornen till styva lådor. Detta gjorde World Trade Center till en relativt överdimensionerad byggnad. Den var kraftigt överdimensionerad för vertikallast då dimensioneringskraven kom till stor del från stabilitetssynpunkt. Vid dimensioneringen av World Trade Center beaktades kollision med flygplan, ett Boeing 707 som då var det största flygplanet. Det har en vikt på 100 ton jämfört med 150 ton för de Boeing 767 som körde in i tornen. Någon särskild hänsyn till fortskidande ras hade inte tagits vid dimensioneringen men senare i och med händelserna vid Ronan Point gjordes kontroller. Dock fann man ingen anledning att ifrågasätta byggnadens stabilitet. [4]



Figur 2.2 Skiss av World Trade Center under uppförandet [4]

Den 11 september 2001 kl. 8.45 på morgonen flög ett kapat Boeing 767 in i det norra tornet och strax efter kraschade ett annat plan in i det södra tornet. Vid kollisionerna exploderade flygbränsle som sedan fortsatte brinna. Båda träffarna skadade de två tornens bärande delar allvarligt och den följande branden sänkte dess bärande förmåga ytterligare. Vid kollisionen förstördes fasadpelare över en ansevärd bredd samt pelare i kärnan. En teori om vad som var orsaken till själva raset är att bjälklagen i de närmast liggande våningarna förlorade sina upplag vid kärnan och därigenom blev hängande i fasaden. När sedan bjälklagens infästning i fasaden gav efter störtade de ner och startade ett fortskridande vertikalt ras som raserade hela byggnaden, se figur 2.3. [4]



Figur 2.3 Kollapsen av World Trade Center [4]

Händelsen har gett upphov till en fortsatt fokusering på att bygga hus som är mer robusta och skadetåliga. En del av det arbetet ligger i att utforma anslutningar mellan olika element i byggnaden så att de överför laster även vid stora deformationer. Även om detta kanske inte kunde ha hindrat World Trade Center från en total kollaps är det ett viktigt arbete som behöver belysas, detta gäller särskilt prefabricerade stommar där det är svårare att åstadkomma kontinuitet mellan exempelvis bjälklag.

3 Normer och standarder gällande fortskridande ras

3.1 Inledning

Efter husraset i Ronan Point införde USA, Kanada och Västeuropa normer och standarder för att i framtiden undvika fortskridande ras. Hur dessa normer och standarder är utformade skiljer sig åt från land till land. I vissa länder, t.ex. Sverige, Storbritannien och Nederländerna, är det möjligt att dimensionera för ett specifikt värde på olyckslasten. [5] Följande kapitel ger en överblick av normer och krav i Sverige, USA och övriga Europa.

3.2 Sverige

BKR anger följande om olyckslaster och fortskridande ras:

Avsnitt 2:113

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

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

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

Ett trapphus som utgör den enda utrymningsvägen i en byggnad skall alltid dimensioneras för olyckslast.

I Sverige finns det två generellt olika sätt att dimensionera en konstruktion för att förhindra fortskridande ras. Dels att konstruktionen dimensioneras för att klara av olyckslasten, dels att den dimensioneras så att bärande konstruktionsdelar inom primära skadeområdet helt kan avlägsnas utan att fortskridande ras inträffar. [6]

Det senare sättet kan man sedan dela in i ytterligare två villkor, a och b, vilka förklaras i avsnitt 3.2.4. Villkor b kallas normalt för schablonmetoden och är det villkor byggnader vanligen dimensioneras för.

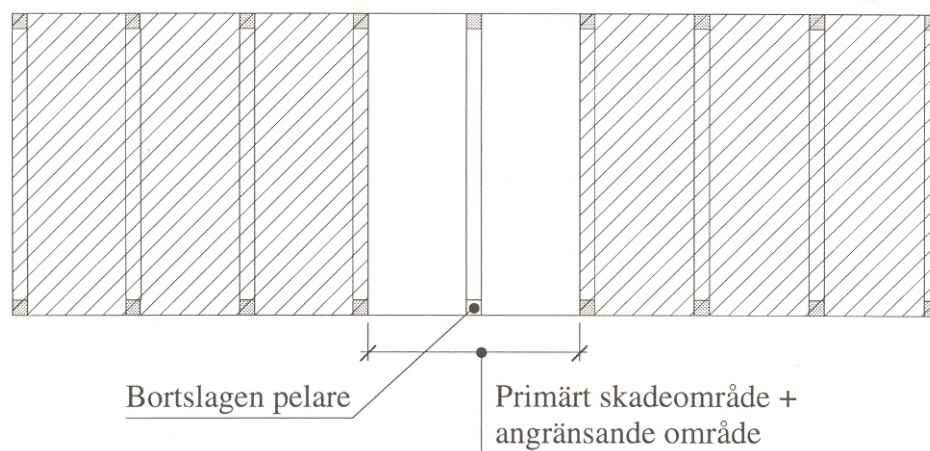
3.2.1 Primär skada

Det är svårt att ange allmänna regler för uppskattning av hur stort ett primärt skadeområde kan bli. I vissa fall är det primära skadeområdet identiskt med den bärande konstruktionen, vilken då måste dimensioneras för olyckslasten eller skyddas mot dess uppkomst. [6]

Det primära skadeområdet till följd av någon olyckslast innefattar de konstruktionsdelar som förlorar sin bärande förmåga direkt förorsakad av olyckslasten [1]. Hur man uppskattar det primära skadeområdet beror på typ av olyckslast. Vid explosion kan det primära skadeområdet antas omfatta väggar och bjälklag i det utrymme där explosionen äger rum. Vid påkörning de konstruktionsdelar som inte kan motstå beräknad påkörningskraft tillsammans med övriga laster i aktuell lastkombination. [6]

3.2.2 Total skada

När en primär skada uppstår på grund av en olyckslast skadas också ofta angränsande område. Om en bärande konstruktion består av pelare och takbalkar kan en primär skada antas innebära en avslagen pelare. Det angränsande området blir då normalt två fack i taket och två väggar, se figur 3.1. Total skada definieras alltså som primärt skadeområde plus angränsande område. [6]



Figur 3.1 Primärt skadeområde och angränsande område [6]

Om risk för personskador föreligger måste området för den totala skadan begränsas till 150 m² sammanlagd golvyta fördelad på ett eller flera våningsplan. En större yta kan godtas om det inte innebär en markant ökning av sannolikheten för personskador. Det finns två viktiga orsaker till att förhållandena kan bli allvarligare i verkligheten än i teorin: [6]

- Såväl påkörning liksom explosion kan ge stora dynamiska belastningar.

- När konstruktionsdelar skadas och faller ned på grund av olyckslast kan de dra med sig andra konstruktionsdelar som de är anslutna till. Detta gör att det angränsande området kan bli större än förväntat.

3.2.3 Dimensionering

Nedanstående principer för dimensionering, vilka är tagna ur [6] kapitel 4.4, gäller både dimensionering för olyckslast och dimensionering efter att en primär skada har inträffat:

- Endast risken för personskador beaktas. Stora skador på konstruktionen accepteras utom i de fall där dessa skador sekundärt kan medföra risk för personskador, t.ex. läckage ur behållare med farliga vätskor eller gaser.
- Det förutsätts att konstruktionen repareras eller rivs snarast efter olyckan. Detta innebär att långtidskoefficienter inte är av betydelse utom i det fall en skada förblir oupptäckt.
- Normalt behöver hänsyn tas till olyckslast och fortskridande ras endast för konstruktionsdelar i säkerhetsklass 3. För en flervåningsbyggnad bör dock även bjälklag i säkerhetsklass 2 beaktas. Avsikten med detta är förhindra att en bjälklagsdel går till brott och faller ner på underliggande bjälklag så att fortskridande ras uppkommer.
- Plasticering och gränslastteori bör om möjligt utnyttjas.
- Stora deformationer kan accepteras vilket innebär att membranverkan i vissa fall utnyttjas.
- Lokala skador kan överbryggas genom att flera konstruktionsdelar samverkar som enhet. T.ex. kan en betongvägg och delar av angränsande bjälklag samverka som en stor I-balk under förutsättning att kraftöverföring kan ske mellan vägg och bjälklag.

3.2.4 Boverkets förenklade villkor

I [6], kapitel 4.5, beskrivs två villkor som bör vara uppfyllda för att en byggnad ska anses vara dimensionerad och utformad så att fortskridande ras inte uppstår till följd av en primär skada. Dessa villkor är:

Villkor a

Byggnader med högst 4 våningar

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

Byggnader med 5-16 våningar

Utöver de villkor som gäller för byggnader i högst 4 våningar bör man påvisa att det primära skadeområdet kan överbryggas genom alternativ bäring, se sista stycket i BSDO 94 avsnitt 4.4.

Byggnader med mer än 16 våningar

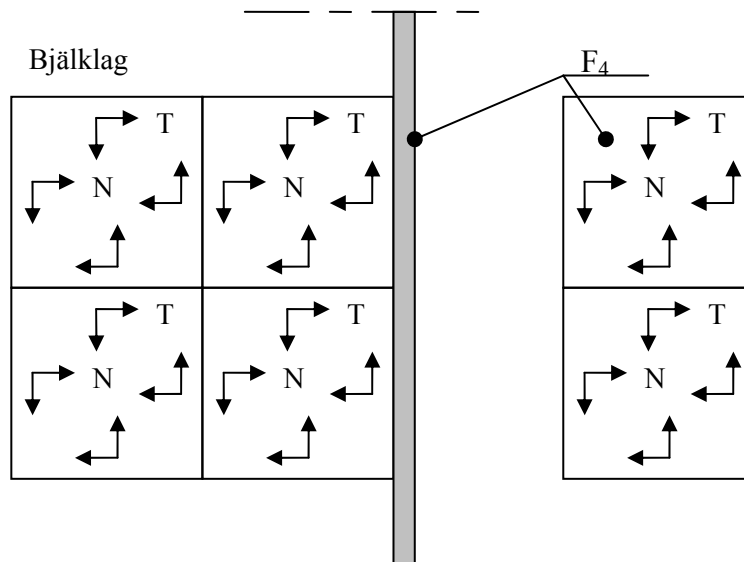
Erforderliga åtgärder bestäms med hänsyn till de aktuella omständigheterna. Det finns skäl att anta att den primära skadan har större omfattning än vad som angetts i BSDO 94 avsnitt 4.2.2.

Villkor b

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

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

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



Figur a Skjuv- och normalkrafter i bjälklag och vägg

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

3.3 USA

I USA finns en rad olika normer och föreskrifter som behandlar fortskridande ras. I följande avsnitt kommer en kort granskning av dessa dokument, som visar skillnader och likheter mellan föreskrifterna

3.3.1 ASCE Standard 7, minimum design loads for buildings and other structures.

ASCE Standard 7 (fram till 1982 ANSI Standard A58.1) införde krav gällande fortskridande ras på grund av lokal skada orsakad av överbelastning i ANSI Standard-1972 avsnitt 1.3.1. Det var den första utgåvan efter husraset i Ronan Point 1968. Den bestämmelsen följdes inte av någon kommentar eller annan vägledning till hur den skulle tolkas. ANSI Standard A58.1-1982, avsnitt 1.3 *General Structural Integrity*, innehöll en mer omfattande redogörelse. Redogörelsen beskrev kvaliteten på sammanhållningen hos en konstruktion och rekommenderade att man skulle angripa problemet genom antingen direkt dimensionering, vilken innebär en explicit analys, eller indirekt dimensionering, vilken innebär att en konstruktion alltid ska ha en given sammanhållning. Ytterligare tillägg gjordes som innehöll rekommendationer angående bra planlösningar, att bjälklag skulle klara krafter i mer än en riktning m.m. [5]

Senare års upplagor av ASCE Standard 7 är liknade, men med tiden har kommentarerna kortats ned genom att figurer och annan direkt vägledning tagits bort. Redogörelsen om direkt eller indirekt dimensionering finns dock kvar. ASCE-95 fick ett nytt avsnitt, som krävde kontroll av styrka och stabilitet hos konstruktioner utsatta för händelser med låg sannolikhet. 2002 blev bestämmelserna i ASCE Standard 7-02, avsnitt 1.4, ändrade för att spegla aktuell information och innehålla mer specifika råd till förbättring av konstruktioners robusthet. [5]

3.3.2 Andra föreskrifter som behandlar fortskridande ras

ACI (American Concrete Institute) Standard 318-02 belyser sammanhållningen hos en konstruktion genom att specificera krav på vissa detaljer. Kommentaren till avsnitt 7.13 säger bl.a. att sammanhållningen hos en konstruktion kan ökas genom mindre detaljändringar i armeringen. ACI Standard 318-02 belyser detaljer i armering och knutpunkter för att effektivt knyta ihop element i en konstruktion så att den allmänna sammanhållningen förbättras. I avsnitt 7.13 kräver normen att knutpunkter runt en konstruktion ska klara dragkrafter i alla riktningar. Avsnitt 16 beskriver detaljer för knutpunkterna som krävs och förbjuder användning av anslutningar som enbart förlitar sig på friktion. [5]

Interagency Security Committee (2001). Dokumentet riktar sig mot stöttålighet och andra speciella säkerhetsåtgärder. Fortskridande ras behandlas indirekt genom att man refererar till ASCE Standard 7-95 för specifika förebyggande åtgärder mot fortskridande ras. I generella drag belyser denna standard fortskridande ras genom att man identifierar olika scenarier. Exempelvis om lokal skada uppstår ska

konstruktionen inte kollapsa eller få oproportionella skador. Detta kan uppnås genom att konstruktionen dimensioneras för ett pelarbortfall eller motsvarande. Dokumentet föreslår att byggnadsmaterial med naturlig seghet och bättre respons mot lastomslag ska föredras framför andra, och att konstruktioner med förspänd betong, prefabricerad betong och av murverk måste detaljdimensioneras noggrant. Vid dimensionering för fortskridande ras ska 25 % av variabel last räknas med. [5]

General Services Administration (2000). Syftet med det här dokumentet är att minska risken för fortskridande ras vid uppförandet av federala kontorshus och att bedöma risken för fortskridande ras i existerande federala kontorshus. Standarden bygger på att bedöma risk och hot genom att uppskatta hur mycket folk det kan vara i byggnaden samt värdera dess sårbarhet. De byggnader som inte lever upp till kraven måste kontrolleras för fortskridande ras. Dokumentet föreskriver en prestationsbaserad ansats, men hur dimensioneringen eller analysen ska utföras beskrivs inte. För att enklare kunna ta beslut om byggnaders skadetålighet finns en tabell som anger maximal eftergivlighet och rotationsbegränsningar för vanliga konstruktioner. Riktlinjen rekommenderar teoretiskt avlägsnande av pelare i bottenvåning som basis i skadeuppskattning och fastställer vissa kriterier för acceptabel skada. [5]

Department of Defense (2001). Kraven gällande fortskridande ras gäller alla bebodda byggnader med tre våningar eller fler. Bestämmelserna är liknande de rekommendationer som ges i ASCE 7-98. Dokumentet föreslår en kontroll genom teoretiskt avlägsnande av en pelare. Skadeområdet ska begränsas till våningen över och under den teoretiska skadan. Horisontellt skadeområde ska begränsas till 70 m² eller 15 % av våningsarean. Vidare säger föreskriften att det ska finnas kapacitet för att klara last i motsatt riktning. [5]

3.4 Kanada

National Building Code for Canada (1995). Avsnitt 4.1.1.3 kräver att en byggnad ska vara konstruerad så att den klarar att motstå rimliga effekter under sin livstid. Kommentar C i avsnitt 4 definierar strukturell sammanhållning, som möjlighet för en byggnad att klara av lokal skada utan att utbredd kollaps uppstår. Den rekommenderar även konstruktörer att ta hänsyn till åtgärder mot olyckslaster med sannolikhet att uppstå 10⁻⁴/år eller mer. Flera generella tillvägagångssätt som lokal motståndsförmåga, knutpunkter dimensioneras för en viss kraft, alternativa lastvägar, föreslås och en referenslista tillhandahålls. Dessa förslag kommer i kommentaren och är inte något obligatoriskt inslag i dimensionering mot fortskridande ras. Bestämmelserna för strukturell sammanhållning i NBCC går tillbaka till 1970 års upplaga, vilka blev utfärdade strax efter husraset i Ronan Point. Riktlinjerna var i kommentarerna ganska detaljerade till och med 1977 års upplaga. I 1980 års upplaga var de angivna på ett mer generellt sätt. I nuvarande utgåva (1995) finns inte specifika lastkombinationer eller några föreskrivande åtgärder inkluderade. [5]

3.5 Europa

3.5.1 Storbritannien

Kollapsen i Ronan Point ledde till betydande förändring i *Building Regulations* angående olyckslaster och fortskridande ras. Normen fastslog att en byggnad ska vara konstruerad så att en olycka inte ger oproportionella skador. [5] Kraven gällde fram till 2004 endast byggnader med 5 våningar eller fler. I 2004 års utgåva av *Building Regulations* har kraven utökats till att innefatta alla byggnader. Byggnaderna har delats in i fyra byggnadsklasser, för vilka det anges rekommenderade åtgärder för att uppfylla kraven gällande fortskridande ras. Inledningsvis i avsnitt 5.1 i *Building Regulations* presenteras en tabell som innehåller de fyra klasserna vilka återges i förenklad form i tabell 3.1. [7]

Tabell 3.1 Byggnadsklasser

Klass	Byggnadstyp och användningsområde
1	Hus med högst 4 våningar Lantbruksbyggnader
2A	Enfamiljshus med högst 5 våningar Hotell med högst 4 våningar
2B	Hotell, kontor och bostadshus med 5 till 15 våningar Skolor med 2 till 15 våningar Sjukhus med högst 3 våningar
3	Övriga byggnader som överskrider ovanstående krav Idrottsanläggningar med platser för fler än 5000 åskådare

Byggnader i klass 1 behöver normalt ingen ytterliggare kontroll om de har blivit dimensionerade efter de krav som anges i *Building Regulations*, avsnitt 1, gällande normal dimensionering för byggnader. [7]

För byggnader i klass 2A anges att knutpunkter mellan bjälklag och väggar ska ha bra horisontell sammanhållning [7].

För byggnader i klass 2B anges samma krav som för byggnader i klass 2A. Ytterliggare krav är att vertikala fogar ska ha bra sammanhållning, eller att teoretiskt avlägsnande av pelare klaras av utan att det angränsande skadeområdet överskrider 15 % av våningsarean eller högst 70 m², fördelat på ett eller flera våningsplan. Skadeområdet måste även begränsas till angränsande våningsplan. Om teoretiskt avlägsnande av en pelare inte uppfyller kraven ska pelaren dimensioneras som en viktig bärverksdel. [7] Med viktig bärverksdel avses del som vid bortfall ger stora konsekvenser för stommens stabilitet.

Byggnader i klass 3 bör genomgå en systematisk riskanalys där vanliga risker tillsammans med onormala risker beaktas. Lastfall som man normalt inte behöver ta hänsyn till ska beaktas vid dimensionering. [7]

Avsnitt 5.3 i *Building Regulations* innehåller olika definitioner och nämner bl.a. att viktiga bärverksdelar ska dimensioneras för en olyckslast som sätts till 34 kN/m^2 . Olyckslasten antas kunna verka både vertikalt och horisontalt, dock endast i en riktning i taget. Olyckslasten antas verka samtidigt som $1/3$ av de variabla lasterna samt egentygnd. [7]

Erfarenhet under nästan tre decennier har visat att dessa bestämmelser är mycket effektiva och ökar byggnadskostnaderna enbart i blygsam omfattning. [5]

3.5.2 Eurocode

De allmänna kraven i *Eurocode 1*, avsnitt 2, fastställer att en byggnad ska konstrueras så att händelser som brand, explosion, påkörning eller mänskliga fel inte får oproportionella konsekvenser. Konstruktören får använda dimensioneringsmetoder som eliminerar eller reducerar faran, ger ett strukturellt system som inte är känsligt för skadan, ger stark sammanhållning i systemet eller tillåter att något viktigt element avlägsnas på grund av olyckslast utan att strukturen kollapsar. [5] Viktiga bärverksdelar bör dimensioneras för en olyckslast $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$ som kan verka både vertikalt och horisontellt, dock endast i en riktning i taget [8].

I *Eurocode 1* finns en tabell liknande den i avsnitt 3.5.1. Åtgärderna för de olika byggnadsklasserna skiljer sig dock något [8].

För 2B anges bl.a. att för pelare-balksystem ska ett inre dragband, anslutning mellan t.ex. pelare och balk, kunna överföra dragkraften enligt ekvation (3.1).

$$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \text{ dock minst } 75 \text{ kN} \quad (3.1)$$

där

s är avståndet mellan dragband

L är dragbandets längd

g_k är egentygndens karakteristiska värde

ψq_k är kombinationsvärdet för variabel bjälklagslast

Runt bärverkets periferi kan faktorn 0.8 ersättas med 0.4. Kraften T_i kan jämföras med den sammanhållande kraften i [6], som är 150 kN. [8]

För byggnader i klass 3 rekommenderas att området för den lokala skadan sätts till 15 % av våningsarean eller högst 100 m^2 . Vertikalt bör pelare och väggar ha bra sammanhållning. Pelare och väggar i rambärverk bör kunna överföra en last i form av dragkraft som är lika stor som reaktionskraften av permanent och variabel last placerad på vilket våningsplan som helst. Lasten behöver inte antas verka samtidigt som permanenta och variabla laster. [8]

4 Olyckslaster och faktorer knutna till byggnaden

4.1 Inledning

Fortskridande ras är oftast en konsekvens av att någon typ av olyckslast drabbar byggnaden. Gemensamt för olyckspåverkningar är att de har en stor lastintensitet och låg sannolikhet för att inträffa. Även om sannolikheten för att någon händelse som sorterar under ovanstående definition ska inträffa är låg, måste konstruktören ta den i beaktande. [1]

4.2 Olyckslaster

Olyckslaster kan i vardagligt tal beskrivas som olyckshändelser eller yttre oförutsedd påverkan som drabbar en byggnad. Begreppet sträcker sig från naturkatastrofer, exempelvis översvämning, till avsiktligt detonerade sprängladdningar. Olyckspåverkan är ofta mycket svår att förutsäga då man aldrig på förhand kan veta vad en byggnad kommer att utsättas för. Likaså storleken av påverkan är svår att förutsäga eftersom spannet är stort. Dock har de flesta lastfall gemensamt att de är snabba stötförlopp som ger en dynamisk kraftpåverkan på byggnaden. Oavsett ursprung kan olyckslaster bara i undantagsfall storleksbestämmas. T.ex. kan en påkörning vara allt ifrån en lättare påkörning av en bil till en kollision med en lastbil som färdas i hög fart. Konsekvenserna av ovan nämnda fall går inte att jämföra. Därför blir det istället en subjektiv uppskattning från fall till fall där man tar hänsyn till byggnadens tänkta användningsområde och geografiska placering. [6]

De lastfall som kommer att studeras närmare är explosion, brand, och olika stötförlopp. Detta är skador som har lika stor sannolikhet att drabba hus oavsett var i världen de placerade. Risken att hus utsätts för naturkatastrofer beror däremot till stor del på deras läge i världen och är något den lokala konstruktören måste ta hänsyn till. Naturkatastrofer är inte något som man i Sverige normalt tar hänsyn till vid dimensionering och kommer inte att behandlas närmare. [6]

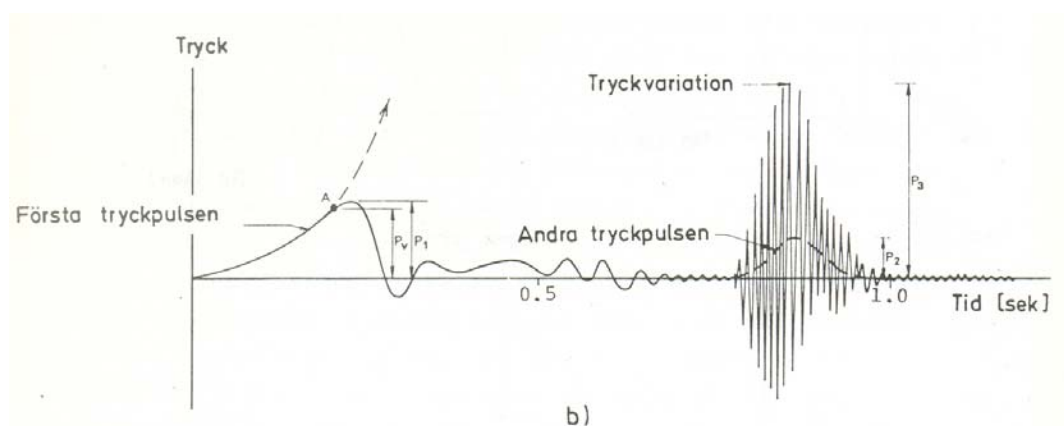
4.2.1 Explosion

En explosion kan ha många orsaker och ursprung. Det kan vara allt ifrån sprängmedel, ångexplosioner till okontrollerade kärnreaktioner. Man skiljer på snabba explosionsförlopp, detonation, och mer långsamma, deflagration. En explosion kan härröra sig från explosiva material i fast, flytande och gasform. Fasta explosiva ämnen har det snabbaste explosionsförloppet där

utbredningshastigheten kan uppgå till flera tusen meter per sekund. Gaser är mycket långsammare med bara några meter per sekund. [6]

När en gas exploderar i ett helt eller delvis slutet utrymme bildas en tryckvåg oavsett vilken typ av ämne gasen består av. Tiden det tar för tryckvågen att uppnå sitt maxvärde beror på flera parametrar bl.a. rummets storlek och gasens koncentration i rummet. Även typ av inredning och möblering har betydelse för tryckvågens utbredningshastighet. [1] Föremål i rummet som hindrar vågens fria utbredning skapar turbulens och ökar förbränningshastigheten med upp till 10 gånger. Trycket vid en gasexplosion överstiger dock sällan i praktiken 1 MPa på grund av att gasens koncentration oftast inte är optimal i förhållande till rummets volym. [6] I de flesta fall minskar trycket också eftersom det blir en tryckavlastning genom ventilationskanaler, utslagna fönster och liknande. Dessa är mycket svagare än resten av rummet och kommer att ge vika långt före väggar och bjälklag. Med laboratoriemässiga förutsättningar är det teoretiskt möjligt att i helt slutna volymer uppnå väsentligt högre tryck än ovan, men detta är av liten praktisk nytta. [1]

Enligt forskning redovisad i [1] ger gaser upphov till två efter varandra följande tryckpulser, där den andra pulsen har en högre tryckamplitud och är mycket mer turbulent på grund av efterbränning av gasrester. Variationerna i den andra pulsen har kort periodtid T , vilken är mycket mindre än angränsande byggnadsdelars egensvängningstid, se figur 4.1. Om egensvängningstiden för de byggnadsdelar som direkt påverkas av explosionen är mindre än 0.1 sekund kan en förenkling göras utan att nämnvärt försämra modellen. Förutsatt ovan kan den maximala amplituden för explosionstrycket, P_{max} , användas som en statisk ekvivalent last för de byggnadsdelar som direkt påverkas av explosionen. Då kan en god uppskattning av lastens verkan på de aktuella byggnadsdelarna göras utan att behöva ta hänsyn till de dynamiska förhållandena. Förfarandet gäller enbart för de byggnadsdelar som påverkas direkt av explosionen och utesluter inte kontrollen av byggnadens totalstabilitet med hänsyn till dynamiska effekter. [1]



Figur 4.1 Trycket som funktion av tiden vid ett explosionsförlopp med två pulser [1]

Om ett fast explosivt ämne detonerar i kontakt med en del av en struktur utbildas en tryckvåg som fortskrider in i strukturen. Om explosionstrycket överstiger materialets hållfasthet kommer en krater att bildas. Tryckvågen passerar vidare

genom materialet och ger upphov till en dragvåg på baksidan. Överstigs materialets draghållfasthet bildas även här en krater liknande den på framsidan. Är laddningen tillräckligt kraftfull kommer de två kratrarna att gå samman och ett genomgående hål bildas, så kallat genomslag. Detta är en typisk skada som skulle kunna förorsakas av exempelvis en bomb och sker hållfasthetsnedsättningen på olämplig plats kan stommens bärande delar skadas allvarligt. [6]

Dimensionering mot explosionslaster bör göras med hänsyn till den verksamhet som bedrivs i byggnaden och i dess närhet. Industribyggnader, där det t.ex. bedrivs framställning eller hantering av kemikalier och sprängämnen, löper en större risk att skadas av explosion än ett bostadshus. Även lokaler där explosiva varor förvaras löper en högre risk att drabbas av en explosion. I dessa typer av lokaler är det rimligt att vid dimensioneringsförutsättningarna kalkylera för en eventuell explosion. I hus där någon förhöjd risk för explosion inte föreligger kan man förhålla sig till de allmänna rekommendationer som finns angående sammanhållning, även om man bör ha i åtanke att alla byggnader kan utsättas för explosion. [6] Det kan noteras att olika typer av stommar är olika sårbara för explosioner. Pelarstommar, som har en liten yta exponerad för tryckvågen, klarar explosioner relativt bra då tryckvågen kan passera mellan de bärande elementen. På så vis kan den bärande stommen klar sig utan större skada och istället förstörs enbart väggarna mellan pelarna. Man bör dock uppmärksamma att om sammanhållningen mellan väggar och pelare är kraftig, kan väggarna slita med sig delar av pelarna om de trycks ut. Väggstommar har mindre motståndskraft mot explosioner än pelarstommar, på grund av den större ytan av bärande stomme som exponeras för explosionstrycket. Olika typer av stommars motståndsförmåga mot olyckslaster kommer att behandlas närmare i kapitel 5. [1]

4.2.2 Brand

Brand är den vanligaste olyckspåverkan som drabbar byggnader. Bränder skiljer sig från andra typer av olyckslaster eftersom hållfasthetsnedsättningen mer är ett indirekt resultat av branden. Vid dimensionering för olyckspåverkan, beträffande brand, behöver hänsyn endast tas vid de fall som gäller ej förutsedd nedsättning av bärförmågan hos enskilda byggnadsdelar. Detta innebär att brand kan behandlas som en normal påverkan avskild från andra typer av olyckspåverkan. Det ges heller inga rekommendationer för brandsäkerhet vad gäller olika byggnadsmaterials nedsättning av bärförmåga. [1] Följande stycke är taget ur BKR:

Avsnitt 10:1

Bärverkets delar, inklusive upplag, fogar, förband o.d., skall utföras antingen så att kollaps inte inträffar

- under given tidsperiod enligt kraven på brandteknisk klass för byggnadsdelar i avsnitt 5:82 i BBR, (BFS 1998:39)
- under ett fullständigt brandförlopp eller
- under del av ett fullständigt brandförlopp, om det genom särskild utredning kan påvisas att utrymningssäkerheten inte försämras och att riskerna för räddningstjänstpersonalen och påverkan på omgivningen inte ökar. (BFS 1998:39)

Gällande norm uttrycker att bärverkets delar ska utföras så att kollaps inte inträffar under den tid som brandskyddsklassen anger eller under helt brandförlopp. Hur detta ska utformas blir upp till konstruktören att i enskilt fall bedöma. [9]

Skadekonsekvenserna och de förebyggande åtgärder som behöver vidtas med hänsyn till brott blir till stor del beroende på om människor fortfarande antas vistas i den eldhärjade byggnaden när skadan inträffar. Desto längre efter brandens start som en nedbrytande händelse i konstruktionen äger rum, desto mindre är risken att personskador uppstår som en följd av skadan. Detta gör att ju större risk att det finns människor kvar i byggnaden långt in i brandförloppet ju större måste säkerheten mot skada vara. [9]

Med hänsyn till ras i samband med stark värmeutveckling finns två troliga scenarier. Dels stora materialtöjningar som kan påverka byggnadens struktur, dels nedsättning av bärförmågan vilket kan leda till brott. Vid extrema temperaturer kan stora förlängningar i stommens beståndsdelar uppstå. Förlängningarna kan i sin tur ge stora förskjutningar som kan leda till att exempelvis balkar förlorar sina upplag. I [1] beskrivs ett fall där bjälklagsplattor förlängdes till den grad att de knäckte flera pelare som de var upplagda på och orsakade stora skador. Enbart hettan kan också leda till brott i konstruktionen på grund av att hållfastheten försämras. Åtgärder man kan vidta för att minska ovan nämnda konsekvenser är att se till att brandisoleringen är tillräcklig. Normalt behövs, som tidigare nämnts, hänsyn ej tas till en kombination av olyckslaster vid branddimensionering, utan det antas att brand inträffar som en enskild händelse. [1]

Det är inte svårt att tänka sig att en brand uppstår som följd av en explosion. I detta fall bör man bedöma den totala påverkan som byggnaden utsätts för [6]. Konstruktören bör inte begränsa sig till att enbart ta hänsyn till en olyckslast utan göra en bedömning om risk för kombination av olyckslaster föreligger. Om brott sker i en bärande byggnadsdel och rasmassor belastar ett underliggande bjälklag föreligger risk för ett vertikalt fortskridande ras. Detta bör finnas med i konstruktörens tankegång när dimensionering mot brand utförs.

4.2.3 Påkörning

Med dagens trafiksituation är det i många fall nödvändigt att ta hänsyn till risken för att en byggnad oavsiktligt kan bli skadad till följd av en påkörningsskada. Givetvis är det en bedömning i varje enskilt fall hur utsatt en byggnad är och hur sannolik en påkörning är. En byggnad dimensioneras ur de flesta aspekter oftast för att hålla en mycket lång tid och många faktorer spelar in vid byggnadstekniska val; stomsystem, gestaltning och material m.m. Även hur trafiken kommer att utvecklas under byggnadens livslängd bör beaktas. Trafikbelastningen i byggnadens närhet kan förändras mycket och kan vara svår att förutspå. [1]

Den påkörningskraft som behöver beaktas vid dimensionering varierar mycket mellan olika fall. Det finns flera parametrar som bestämmer storleken på kraften. Byggnadens läge är av stor betydelse, t.ex. en byggnad belägen invid en

huvudtrafikled eller motorväg löper betydligt större risk för att drabbas av en påkörning jämfört med ett hus i ett villakvarter. Typ av fordon har avgörande betydelse. En lastbil har en avsevärt högre rörelseenergi än en bil vilket gör att den kan reducera bärförmågan betydligt mer vid en eventuell påkörning. [6]

Kraftens storlek beror på fordonets massa, hastighet och det avstånd från körbanan som byggnaden är belägen [6]. Även byggnadens och fordonets styvhet är av stor betydelse för påkörningskraftens storlek [1]. Det finns enkla metoder för hur man ska uppskatta den påkörningskraft som byggnaden kan utsättas för som beror bl.a. på trafikmiljö och inkörningssträcka. Själva påkörningsförloppet kan beskrivas mer i termer av energiabsorbktion än en kraft som pelaren exponeras för. Optimalt är om större delen av denna absorbktion kan upptas i fordonet och lämna konstruktionen relativt odeformerad. [6] Således spelar fordonets uppbyggnad ur styvhetssynpunkt en stor roll för kraftens storlek. Är fordonet deformerbart blir byggnadens påverkan mindre [1]. För att en byggnadsdel ska absorbera en stor energimängd är det fördelaktigt att utforma den seg och med stor deformationskapacitet. Man skiljer på olika typer av byggnadsdelar vid dimensionering med hänsyn till påkörning: bärande delar och delar som har till uppgift att absorbera energin vid en påkörning. De senare utformas oftast som påkörningsskydd för att skydda den bärande stommen och är det bästa alternativet för att skydda en byggnad från påkörning. Delar som inte har någon bärande funktion kan utformas efter dessa principer men en vertikalt bärande byggnadsdel kan inte tillåtas stora deformationer på grund av att den då förlorar sin primära funktion. [6]

Kollision med flygplan behöver bara i undantagsfall beaktas, t.ex. i direkt närhet till flygplatser och särskilt känsliga byggnader som kärnkraftverk. Mindre flygplan har ett ganska mjukt yttre och deformerar kraftigt vid kollision, dock består vissa delar av flygplanet av betydligt massivare komponenter. Motor och landningsställ är mer massiva och kan orsaka en större skada på byggnadens bärande delar. Kollision med ett större flygplan kan ge betydligt mer katastrofala konsekvenser. [1] Exempelvis väger ett Boeing 767 ungefär 150 ton och har mer styva delar än ett litet sportflygplan. Landningsställ, motorer och vingbalkar har en ansenligt större massa och styvhet som kan orsaka stor lokal skada. [4] Dessutom kan det antas ha större hastighet vid kollisionen. Vid denna olyckstyp kan man beakta dels den lokala skadan, dels byggnadens totalstabilitet. Ofta är det mycket svårt att förutsäga den primära skadans effekter. Om ett primärt skadeområde kan accepteras är det betydligt viktigare att lägga fokus på den totala byggnadsstommens beteende. [1]

I dagens samhälle skulle det inte vara omöjligt att en beställare ställer krav på skadetålighet vid flygplanskollision, t.ex. för en myndighetsbyggnad.

4.2.4 Oavsiktlig stöt

Förutom kollision med fordon kan byggnader utsättas för en rad andra stötförlopp. Under byggnadstiden är ofta stommen extra känslig, eftersom den då ännu inte har uppnått full statisk samverkan mellan alla byggnadsdelar. Användning av byggnadskranar under byggnadstiden ökar risken för både horisontell och vertikal stötpåverkan av t.ex. byggnadselement som lyfts på plats. Har då inte byggnaden uppnått full samverkan är risken stor att inte bara en lokal skada uppstår, utan även att ett fortskridande ras kan utlösas. [1]

Även stötar till följd av en explosion är ett tänkbart scenario. En explosion kan slunga iväg föremål med stor hastighet som kan slå ut bärande delar av en byggnad. Flera exempel finns nämnda i [1].

4.3 Inverkande faktorer vid fortskridande ras

En byggnads känslighet mot fortskridande ras beror på flera faktorer i dess uppbyggnad. Dess användning är också självklart en central punkt eftersom utan risk för uppkomst av olyckslaster är det inte heller troligt att ett fortskridande ras uppstår. Känsligheten är ett komplext beroende av flera ingående parametrar som bidrar till en byggnads motståndsförmåga.

4.3.1 Projekteringsknutna faktorer

Utformning, dimensionering och sammanbindning av byggnaden är starkt inverkanse faktorer. Stommens motståndskraft beror såväl på enskilda byggnadsdelars brottsäkerhet som på styrkan i dess inbördes sammankoppling. Man kan identifiera flertalet parametrar som bestämmer en byggnads motståndsförmåga mot fortskridande ras: [1]

- typ av olyckspåverkan
- belastningsförhållanden (egentyngd och funktionslaster)
- våningsantal
- stomsystem
- byggnadssätt – produktionsmetod
- anslutningar
- stomkompletteringar och möjliga reservbärningar
- grundläggning

Dessa faktorer inverkar på en stommes motståndskraft mot olyckslaster, samt på dess förmåga att omfördela krafter och möjliggöra att alternativa lastvägar bildas vid en primär skada. Ofta är inte stommar homogena utan består av flera olika material. Estetiska och andra fysikaliska krav, isolering brandskydd etc., gör också att byggnadsdelar med olika lastförhållanden ofta görs i samma dimensioner. Detta gör att brottsäkerheten i stommen kommer att variera även om materialet och dimensioner är samma. Olika material har också olika egenskaper och därför förändras brottsäkerheten mellan olika delar av stommen beroende på ingående material. Vid dimensionering bör man ta hänsyn till stommens brottsäkerhetsvariation. Dimensioneras stommen med hänsyn till den minst skadetåliga komponenten riskerar man att få en alltför konservativ lösning. Istället bör byggnaden utformas så att skaderisken är lika i byggnadens ingående komponenter. Även en fördelning av byggnadens svaghetszoner bör göras för att minska risken för fortskridande ras. [1]

I byggnader som dimensionerats för stor variabel last i förhållande till permanent last är säkerheten mot fortskridande ras relativt sett hög. Eftersom det är mindre troligt att hela den variabla lasten belastar konstruktionen samtidigt som en olyckslast, kan man därför vid dessa lastförhållanden anta en lägre risk för att ett fortskridande ras ska initieras. [1]

4.3.2 Geometrisk inverkan

Byggnadens geometri har avgörande betydelse för hur väl den kan omfördela laster vid en primär skada. I en byggnad med stora dimensioner kan potentiellt stora sekundära skadeområden uppstå. Generellt vistas fler människor i stora byggnader med många våningar och därför är risken för stora personskador större i dessa typer av hus. Risken för ett fortskridande ras måste då särskilt beaktas.[1]

Större dimensioner på en byggnad leder till kraftigare stommar som kan motstå olyckspåverkan, t.ex. i form av en påkörning bättre. Högre hus leder också till grövre dimensioner och större normalkraftsbelastning i bottenvåningarna, framför allt i pelarstommar. Detta gör att de får en ökad horisontell bärförmåga vid belastning, t.ex. en påkörning eller en invändig explosion, förutsatt att deras fulla kapacitet inte är utnyttjad. Detta är mest påtagligt i pelarstommar och påverkar inte bärande väggkonstruktioner i samma utsträckning då dimensionerna inte ökar nämnvärt vid ökat antal våningar. I väggstommar däremot finns det större möjligheter till alternativ bäring efter att byggnaden har blivit utsatt för en primär skada. [1]

Ett finare bärverk i form av fler pelare med klenare tvärsnitt kan vara att föredra framför färre pelare med grövre tvärsnitt vid ett pelarbortfall. De mer robusta pelarna har fördelen att de motstår större laster, t.ex. påkörning, men förlorar en pelare sin bärförmåga blir det en större spännvidd som ska bäras upp genom alternativa lastvägar jämfört med de klenare pelarna. Uppstår brott i flera pelare i följd kan dock de grövre återigen vara att föredra. [1]

5 Olika stomsystemers förmågor att motstå olyckslaster

5.1 Inledning

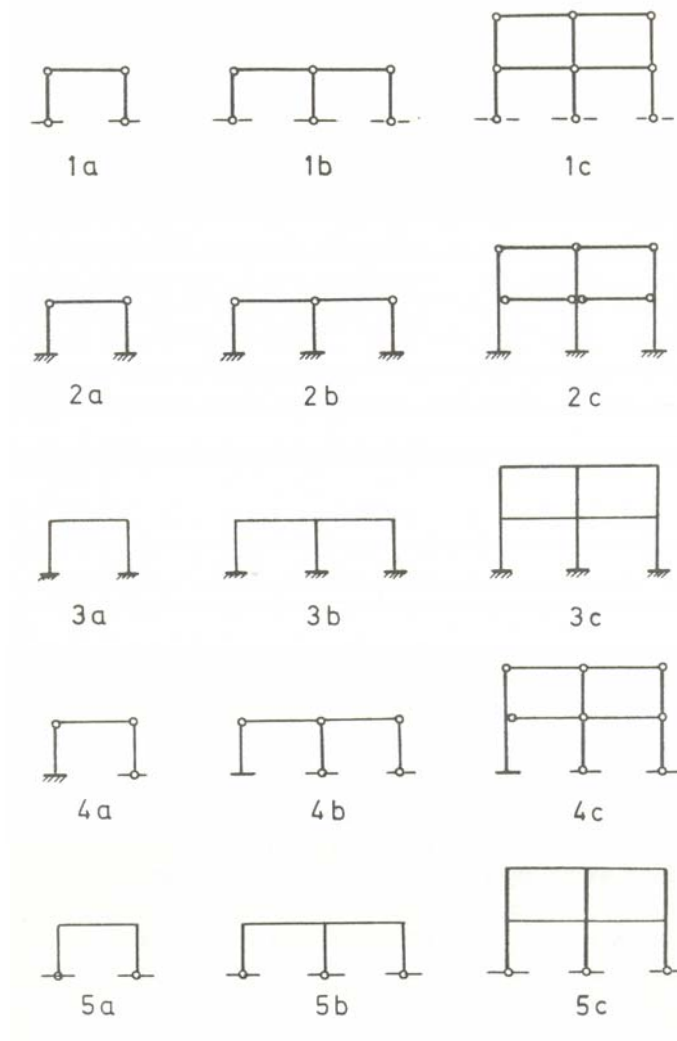
En byggnads motståndsförmåga mot fortskridande ras till följd av en olyckslast beror till stor del på val av stomsystem. Olika stomsystem har olika förmåga att motstå olyckslaster som kan leda till fortskridande ras. Vid val av stomsystem måste därför hänsyn tas till byggnadens användningsområde och vilka olyckslaster den kan tänkas utsättas för. De stomsystem som kommer att behandlas i detta kapitel är *pelarstommar*, *pelardäck*, *väggstommar*.

Stomsystemen som behandlas i följande kapitel kan alla antas vara utförda i betong. För stomsystem av andra material, t.ex. trä och stål, är risken för ett fortskridande ras mindre, eftersom bjälklagens egenvikt är lägre jämfört med bjälklag i betong. Det är relativt vanligt med stomsystem som består av stålpelare och betongbjälklag. Denna kan typ behandlas på samma sätt som en betongstomme.

5.2 Pelarstommar

Bärverk i pelarstommar har liten utsträckning i sidled jämfört med väggstommar och är därför mer känsliga mot koncentrerade olyckslaster, t.ex. stötar eller påkörning, såvida de inte är avstyvade av vägg- eller takskivor. Pelarstommar har däremot stor förmåga att stå emot utbredda laster, t.ex. tryckvågor till följd av en explosion, eftersom de har liten angreppsarea utsatt för tryckvågen. Är de primära bärverken fast anslutna till bjälklag eller väggar kan de ändå utsättas för stora krafter på grund av lastöverföring mellan förbundna bärverk. [1]

Figur 5.1 visar de plana ramar som ingår i pelarstommar. En komplett stomme består av flera ramar sammankopplade genom olika typer av bjälklag. [1]



Figur 5.1 Olika ramtyper i pelarstommar [1]

5.2.1 Ramtyp 1a, 1b och 1c

Ramarna 1a, 1b och 1c har ledade knutpunkter. Det innebär att inget moment tas upp i knutpunkterna, vilket gör att de måste stabiliseras genom anslutande konstruktioner. Vanligen utnyttjas skivverkan i bjälklag och väggar. Pelarna brukar ges en viss inspanning vid marken för att byggnaden ska få stabilitet under byggnadstiden. [1]

Anslutningar i prefabricerade konstruktioner fungerar ofta som ledade knutpunkter men det kan även förekomma anslutningar med ofullständig inspanning. Det är viktigt för den här typen av stommar att bjälklag har kvar sin horisontalkraftsöverföring efter en primär skada inträffat. [1]

Efter att en primär skada har uppstått beror den kvarstående stommens motståndsförmåga mot fortskridande ras till stor del på de horisontella elementens förmåga att bilda alternativa lastvägar. Detta kan uppnås genom att förse

byggnaden med flera stödjande konstruktionsdelar, t.ex. en större mängd pelare. [1]

5.2.2 Ramtyp 2a, 2b och 2c

2a, 2b och 2c i figur 7.1, har fast inspända pelare med ledat anslutna balkar. Ramarna stabiliseras genom pelarnas inspanning i marken. Typen förekommer vid prefabricerade byggnader. Pelarna har bättre förmåga att motstå olyckslast än pelarna i 1a-c. Dels för att pelarna på grund av inspanningen görs kraftigare än vid ledad infästning, dels för att bärförmågan vid böjning ökar till följd av inspanningen. Stommen har bra motståndsförmåga mot horisontellt fortskridande ras efter primär skada, tack vare den fördelade stabiliseringen. [1]

5.2.3 Ramtyp 3a, 3b och 3c

Ramarna har pelare som är fast inspända i marken och momentstyva knutpunkter, vilket utgör deras stabilisering. Typen är vanligt förekommande i platsgjutna stommar. Stommen har bra motståndsförmåga mot fortskridande ras tack vare möjligheter till kraft- och momentomlagringar, vilket ger många möjligheter alternativa lastvägar. En förutsättning är dock att de kvarvarande pelarnas bärförmåga vid böjning är större än den böjansträngning som knutpunkten utsätts för på grund av momentomlagringar. [1]

Ramen är förhållandevis eftergivlig för horisontalkrafter. Har stommen styvare konstruktionsdelar, t.ex. väggar och trapphus, tas horisontalkrafter upp av dessa i första hand. [1]

5.2.4 Ramtyp 4a, 4b och 4c

Ramtyperna är en kombination av typerna 1 och 2. Ramarna stabiliseras av en fast inspänd pelare medan resterande pelare är ledat infästa. De element som är ledat infästa har samma motståndsförmåga mot olyckslast som ramtyp 1. Den fast inspända pelaren har högre motståndsförmåga som enskilt element än de i ramtyp 2, men eftersom den är så avgörande för stommens stabilitet är det riskfyllt om den går till brott. Den måste därför dimensioneras för tänkbara olyckslaster. [1]

5.2.5 Ramtyp 5a, 5b och 5c

Ramtyperna 5a, 5b och 5c har momentstyva knutpunkter men pelarna är inte inspända vid marken. Stomtypen förekommer om det av någon anledning inte går att åstadkomma inspanning i marken. Angående de ingående komponenternas motståndsförmåga mot fortskridande ras kan pelarna sägas motsvara ramtyp 2 och balkarna ramtyp 3. Sett till hela stommens skadetålighet gäller i stort sett samma synpunkter som för ramtyp 3. [1]

5.3 Pelardäck

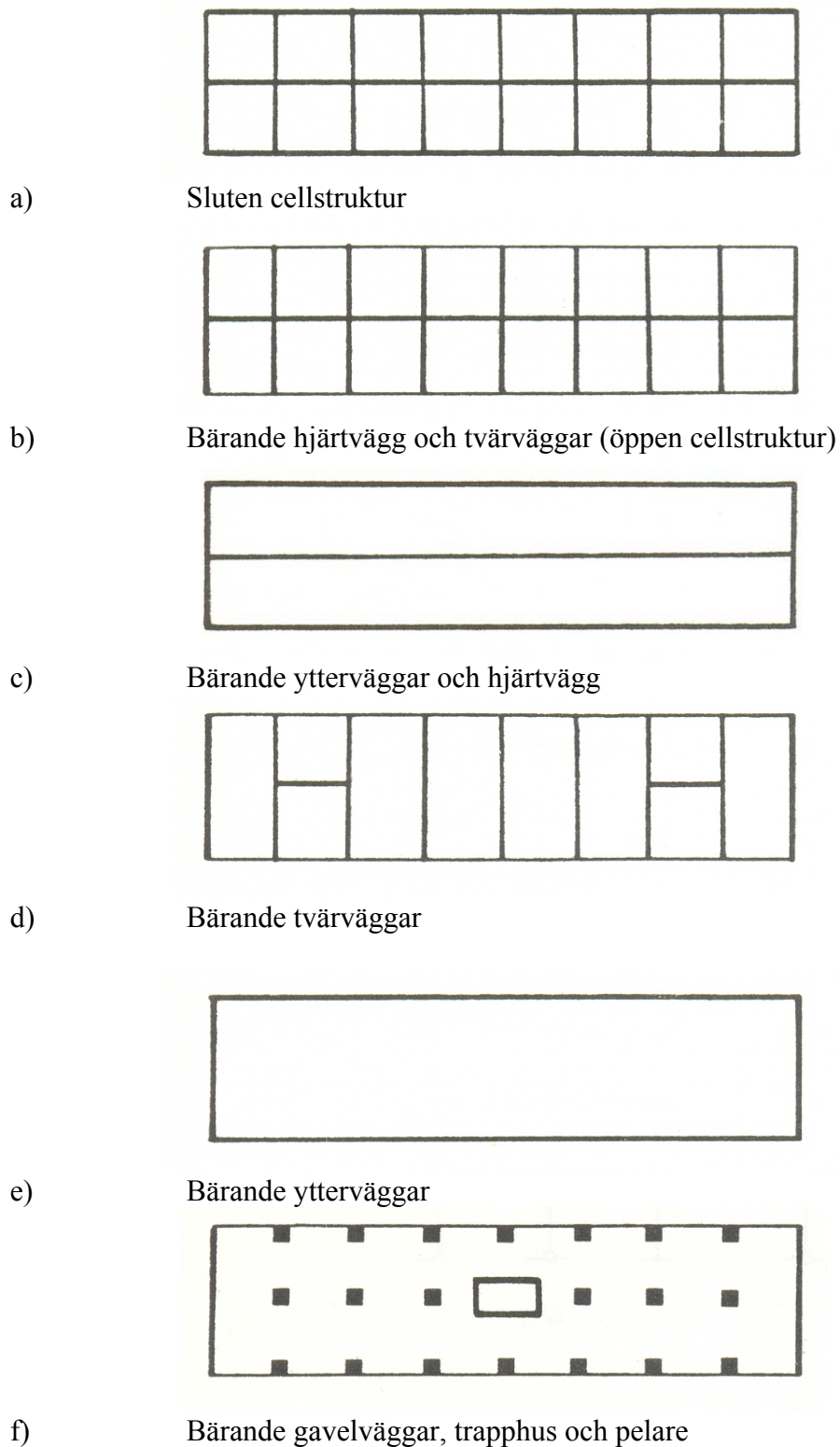
Pelardäck stabiliseras genom momentstyva knutpunkter mellan pelare och bjälklag. Vid högre byggnader brukar skivverkan utnyttjas för att öka stabiliseringen. Krafter på bjälklagen överförs till pelarna via tvärkrafter i plattan. Pelardäck är ofta känsliga mot olyckslaster, t.ex. explosion, som ger tillfällig men kraftig ökning av den nedåtriktade lasten. Eftersom tvärkraftskapaciteten ofta är fullt utnyttjad redan vid vanlig dimensionering uppstår det risk för genomstansning runt pelarna. Bjälklaget ovanför riskerar skjuvbrott eller böjbrott i ”fel riktning” om den uppåtriktade kraften överstiger de nedåtriktade lasterna. [1]

Pelardäck är förhållandevis okänsliga för en primär skada på en pelare eftersom plattan bär i två riktningar. Detta gör att laster som tillkommer vid ett pelarbortfall kan omfördelas till närliggande pelare. De ökande momenten som uppstår måste dock kunna tas upp via lämplig armering. Ramverkan kan utnyttjas vid pelarnas anslutning till plattan för att möjliggöra momentomlagring i stommen. [1]

Uppstår en primär skada i form av genomstansning vid en pelare är risken stor att ett fortskridande ras uppstår på grund av att plattan faller ner. Det bör dock finnas goda möjligheter att kunna överbrygga den primära skadan genom utnyttjande av membranverkan eftersom plattan bär i två riktningar. Givetvis är membranverkan beroende av att spännvidderna är måttliga. Vid bortfall av en hörnpelare kan det emellertid vara svårt att åstadkomma membranverkan. [1]

5.4 Väggstommar

I väggstommar utgörs de bärande delarna av väggar och bjälklag. De har stor utsträckning i två dimensioner och är därför känsliga för utbredda olyckslaster, t.ex. explosionstryck. Bärande väggars placering kan variera stort i väggstommar, se figur 5.2. [1]

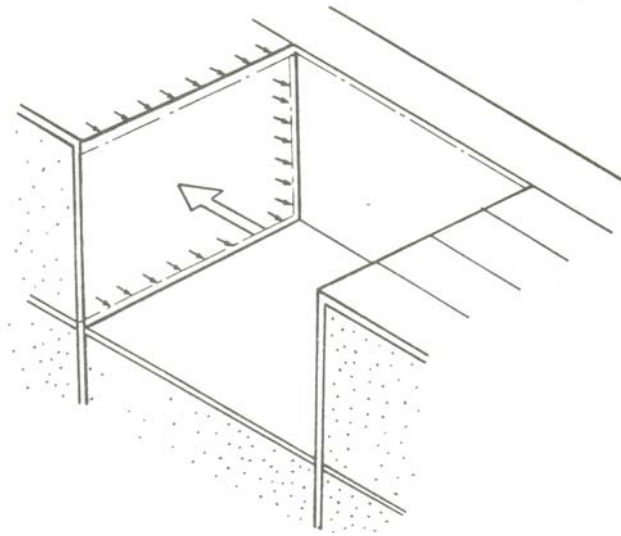


Figur 5.2 Väggstommar med varierande placering av de bärande väggarna [1]

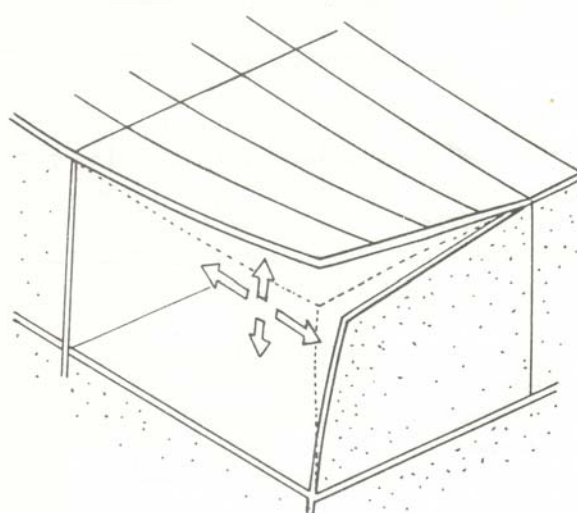
Det är många gånger nödvändigt att acceptera en primär skada i stommen. En viss reduktion av dimensionerande explosionstryck är dock möjligt genom att utnyttja

avlastningen som uppstår när t.ex. icke bärande utfackningsväggar trycks ut vid explosionen. [1]

Hur bärande väggar förmår att motstå explosioner beror till viss del på upplags- och inspänningsförhållandena längs ränderna och även vertikallasten från ovanliggande våningar. Inre bärande väggar som utsätts för horisontallast stabiliseras längs horisontella ränder av anslutande bjälklag och längs vertikala ränder av tvärställda sidoväggar, vilket ger ett relativt gynnsamt förhållande, se figur 5.3. Gavelväggar som utsätts för horisontallast ges inget stöd från ovanliggande bjälklag, annat än eventuell förbindningsarmering. Den vertikala randen mot långsidan har inget stöd alls, se figur 5.4. Gavelväggar har därför normalt mindre motståndskraft mot explosionstryck än inre bärande väggar. [1]



Figur 5.3 Upplagsförhållanden för inre vägg utsatt för explosionstryck [1]



Figur 5.4 Upplagsförhållanden för gavelvägg utsatt för explosionstryck

Explosionstryck kan antingen trycka ut en vägg eller bryta av den. Vilket som inträffar vid en olyckslast beror på väggens randvillkor och explosionens utbredningshastighet. Väggar i undre våningar har, på grund av vertikallasten från ovanliggande våningar, gynnsammare förhållande än väggar i övre våningar. Med en hög vertikallast ökar friktionskraften för den sidobelastade väggen, vilket gör att det finns större möjligheter för den att hållas kvar. En hög vertikallast kan liknas vid att väggen är inspänd längs de horisontella ränderna, förutsatt att materialhållfastheten inte överstigs och totala lasten inte överskrider halva knäckningslasten. [1]

För en vägg som utsätts för olyckslast i form av en koncentrerad stöt, t.ex. påkörning, kan en primär skada som reducerar väggens bärförmåga uppstå. Skadan kan vara allt från en lokal genomstansning till att hela väggens bärförmåga går förlorad. Hur stor den primära skadan blir beror till stor del på väggens spännvidd. Väggar med kort spännvidd riskerar att helt förloras medan väggar med stor spännvidd i förhållande till våningshöjden delvis kan stå kvar efter den primära skadan. I normala fall är det endast bärande väggar i bottenvåningen som kan tänkas dimensioneras för påkörning. [1]

En väggstommes förmåga att motstå fortskridande ras beror på de bärande väggarnas placering och konstruktion. Många äldre byggnader är utformade med sluten cellstruktur, stomtyp a, där bärande väggar är av betong eller tegel. Moderna byggnader är ofta utformade med öppen skivkonstruktion, stomtyp b, d och f, vilket ger stor flexibilitet vid rumsplanering. Den äldre typen har bättre motståndsförmåga mot olyckslaster och kräver normalt inga ytterliggare åtgärder för att motstå fortskridande ras. Kontinuiteten måste dock behållas och väggarna får inte göras för tunna. Stomtyperna b, d och f kan utformas så att väggar, som normalt inte räknas som bärande, medverkar till lastupptagningen efter en primär skada. I systemet c och e bidrar de styva längsgående väggarna till stommens totalstabilitet efter att en skada inträffat. [1]

Hur en väggstomme klarar av ett horisontellt fortskridande ras varierar med de vertikalstabiliserande väggarnas placering. För stomtyp c, e och f måste främst hänsyn tas till rasutbredning i byggnadens tvärriktning och för stomtyp d i byggnadens längsriktning. [1]

5.5 Produktionsmetoder

När betongstommar uppförs används två huvudmetoder, platsgjutning eller montering av prefabricerade element. Vanligtvis utnyttjas antingen platsgjutning eller prefab men även kombinationer förekommer, t.ex. platsgjutna bjälklag på prefabricerade pelare. [1]

Vid platsgjutning är det relativt enkelt att lägga in genomgående armering i knutpunkter så att byggnadsdelar förbinds momentstyvt med varandra. Platsgjutna konstruktioner har därför ofta god sammanhållning och kontinuitet. [1]

Även vid prefabricering förbinds byggnadselementen i knutpunkterna. Det finns dock vissa undantag, t.ex. äldre bostadshus, där risken för fortskridande ras

lämnades obeaktad eftersom bestämmelser angående fortskridande ras ännu inte fanns när de byggdes. Trots att armering läggs in i knutpunkter är det svårt att uppnå lika god sammanhållning och momentöverförande förmåga som vid platsgjutna konstruktioner. [1]

För att uppnå god sammanhållning och kontinuitet hos platsgjutna och framför allt prefabricerade betongstommar krävs god planering av konstruktiva åtgärder. Beroende på lastfördelning efter en primär skada kräver konstruktioner olika nivåer på momentöverförande förmåga och dragkraftskapacitet. När kraven för sammanhållning i knutpunkter är fastställda, krävs det att dessa utförs genom ett bra val av genomtänkta detaljlösningar. [1]

Utformning av anslutningar skiljer sig avsevärt beroende på vilken tillverkningsmetod som används. En detaljerad genomgång av anslutningar ges i kapitel 7.

6 Dimensioneringsmetoder för att förebygga fortskridande ras

6.1 Inledning

Det finns flera olika sätt för en konstruktör att utföra rasförebyggande åtgärder. Primärt kan man i försöka förhindra uppkomsten av olyckspåverkan på byggnaden, fastän detta alternativ i praktiken ofta är svårt att uppfylla. Andra alternativ består i att på olika sätt utforma byggnaden så att den har tillräcklig styrka och sammanhållning för att kunna överbrygga en lokal skada orsakad av en olyckslast.

Den svenska normen gör gällande att en byggnad ska dimensioneras så att den kan motstå olyckslast eller så att en primär skada kan överbryggas [6]. Vad detta innebär och hur det ska tillämpas är inte helt tydligt och behöver förklaras mer ingående. I kapitlet förklaras på vilka olika sätt fortskridande ras kan förebyggas. Det som står skrivet i den svenska normen kan sägas bygga på de olika tillvägagångssätt som presenteras mer ingående nedan.

6.2 Dimensionering för skydd mot olyckslast

Är olyckspåverkan känd är *event control* – att styra de händelser som tillåts påverka en byggnad – en enkel metod för att förebygga fortskridande ras. Enkelt uttryckt hindras olyckslasten från att påverka byggnaden genom lämpliga åtgärder. På detta sätt minskas risken för att byggnaden ska drabbas av ett fortskridande ras. [5]

Förebyggande åtgärder för att skydda byggnaden från att utsättas för en olyckslast kan utföras på flera olika sätt. Exempelvis kan påkörningsskydd anordnas för de bärande delarna av en fasadvägg för att förhindra kollision. Metoden ger fördelen att man kan undvika att behöva dimensionera de bärande delarna för denna olyckspåverkan, då den kan anses vara förhindrad. Ett annat alternativ är att placera byggnaden på ett sådant avstånd från närliggande trafikled, att de aktuella fordonens inbromsningssträckor är kortare än avståndet till byggnaden. [1]

Det är svårt att förutse storlek eller typ av olyckslast som en byggnad kan komma att utsättas för, därför kan denna metod vara olämplig i många fall. Det gäller speciellt där ett fortskridande ras potentiellt kan leda till stora skador.

Metoden ovan som i [5] kallas *event control* syftar till att kontrollera vilka händelser som tillåts påverka byggnaden. Fall där metoden har visat sig effektiv är vid stötar mot konstruktionsdelar samt påkörningslaster av måttliga storlekar [1].

Denna metod är dock ofta svår att tillämpa eftersom det finns alltför många osäkra parametrar och begränsade tillämpningsområden [5].

6.3 Indirekt dimensionering

Indirekt dimensionering syftar till att ge byggnaden en allmänt högre sammanhållning och är inte relaterad till något specifikt belastningsfall. Metoden avser att ge byggnaden så pass bra sammanhållning att alternativa lastvägar kan bildas vid en primär skada. Genom att ge byggnaden tillräckligt stor styrka och kontinuitet ska en primär skada förhindras att leda till ett fortskridande ras. För att kunna uppfylla ovanstående mål krävs att målmedvetenhet läggs på utformningen av knutpunkter mellan såväl väggar som bjälklag. [5]

I den svenska normen beskrivs ovanstående stycke som en av två punkter i ”Förenklade villkor för normala bostadshus, kontorshus etc.”. Normen anger att fogar i väggar och bjälklag ska kunna överföra krafter i två vinkelräta riktningar i planet. Dessa knutpunkter ska dimensioneras för att kunna överföra minst 20 kN/m i drag- respektive skjuvkraft. [6]

Stommens förhöjda sammanhållning antas ge en allmänt ökad motståndskraft mot fortskridande ras och bygger på att alternativa lastvägar ska kunna bildas för att överbrygga ett primärt skadeområde. Dessa alternativa lastvägar ska kunna överta de krafter som måste omfördelas när en bärande del av stommen förstörs. De element som fortfarande har kvar sin bärkapacitet tillåts i det här stadiet ha stora deformationer. Detta gör att det krävs stor deformationsförmåga och seghet i deras verkningssätt, både vid upplag och i fogar mellan elementen. [10]

Det finns många fördelar med indirekt dimensionering. Genom att skapa en högre grad av sammanhållning i byggnaden kommer skadetåligheten att öka. En höjning av stommens styrka och tøjbarhet gör att dess förmåga att motstå fortskridande ras ökar utan att några specifika olycksfall har introducerats. Metoden är oberoende av vilken typ av påverkan byggnaden utsätts för. Därför är det ett relativt enkelt för de flesta konstruktörer att tillämpa en indirekt dimensionering eftersom varken specifika skadefall eller olyckslastens storlek inbegrips. Det har visat sig att krafter som inte är associerade med stommens primära belastningsriktningar ofta är de som förstör bärande element och utlöser fortskridande ras. Detta har lett till uppfattningen att om man kan introducera nya lastfall, som inte är associerade med stommens primära funktion, skulle troligtvis byggnadens generella robusthet öka. Just mångsidigheten med indirekt dimensionering och att metoden är enkel att tillämpa upplevs som den största fördelen. [10] För att ytterligare förenkla för konstruktören finns i den svenska normen, som tidigare nämnts, schablonvärden på de sammanhållningskrafter som erfordras för att uppnå god sammanhållning.

Att metoden är allmän och lätt att applicera på de flesta objekt är också en nackdel. Dess oberoende av objekt gör att den inte tar hänsyn till det aktuella objektets egenskaper, utan leder enbart till en allmänt höjd sammanhållning. Denna ofullständiga bedömning av den aktuella byggnadens egenskaper kan leda till brister i detaljutformningen. Har byggnaden en komplicerad geometri och osäkerhet föreligger, bör ytterligare åtgärder övervägas. [10]

6.4 Direkt dimensionering

Direkt dimensionering av en byggnad innebär att specifika olycksscenarioer som antas kunna drabba en byggnad studeras. Detta kan utföras på två principiellt olika sätt, antingen genom att ge byggnaden tillräcklig lokal motståndsförmåga eller att alternativa lastvägar kan bildas efter en primär skada. [5] En direkt dimensionering ger en mer ”skräddarsydd” skadetålighet mot fortskridande rasförlopp än en indirekt dimensionering. Här tas istället hänsyn till den enskilda byggnaden och dess specifika egenskaper. [10]

6.4.1 Lokal motståndsförmåga

Om olyckslasten är känd blir utformning enligt lokal motståndsförmåga den enklaste metoden att använda vid dimensionering för förhindrande av fortskridande ras. Byggnadsdelar i stommen som riskerar att utsättas för olyckslast dimensioneras för att kunna motstå denna och på så sätt minskas risken för ett fortskridande ras. [5] Detta sätt att förebygga risken för fortskridande ras är möjligt att tillämpa på de flesta stomsystem. En förutsättning för att detta ska kunna genomföras är att olyckslastens storlek och läge kan bestämmas. [1]

Nackdelar med metoden är att det oftast inte är möjligt att förutsäga intensitet eller angreppspunkt för en olyckslast. Går det inte att förutsäga dessa variabler blir det således svårt för konstruktören att utföra en korrekt dimensionering [1]. Om lastens intensitet kan bestämmas inom rimliga gränser och konstruktionen dimensioneras för dessa laster, blir dimensionerna ofta överdrivna. Denna överdrift accepteras sällan av inblandade parter och därför finns det begränsningar av metodens praktiska tillämpningsområde. [5]

I vissa fall kan lokal motståndsförmåga användas som komplement till en förhöjd sammanhållning i stommen för att skapa motståndskraftiga byggnader. Exempelvis kan en indirekt dimensionering som ökar konstruktionens sammanhållning och seghet, kompletteras med att ge pelare i fasadväggar lokal motståndsförmåga mot påkörning. Eftersom ett bortfall av någon pelare påverkar stommens robusthet väsentligt och risken för en olyckspåverkan är relativt hög i just dessa element kan det vara lämpligt att öka den lokala motståndsförmågan för dessa delar av byggnaden. Även om dessa pelare får stora dimensioner, har byggnadens skadetålighet höjts genom förändringar i några få av byggnadens beståndsdelar. [5]

6.4.2 Alternativa lastvägar

Direkt dimensionering, enligt metoden med alternativa lastvägar, utgår från antagandet att laster kan omfördelas och ny jämvikt uppnås då bärande element kirurgiskt plockas bort. Genom att konstruktören antar fall där olika nyckelelement av stommen slås ut och beräknar byggnadens stabilitet med de nya förutsättningarna, uppnås hög skadetålighet för de aktuella skadefallen. [10] Metoden fokuserar på stommens beteende efter att en primär skada, orsakad av

någon olyckslast, har inträffat och är därför inte kopplad till byggnadens förmåga att motstå olyckslaster [5].

Metoden tillåter att med hjälp av analytiska hjälpmedel undersöka hur olika tänkbara skadescenarier påverkar en byggnad. Genom att teoretiskt plocka bort bärande element kan beräkningar genomföras som visar hur en byggnad förväntas bete sig efter en primär skada. Direkt dimensionering med hjälp av denna metod kan vara ett kraftfullt verktyg för att verifiera att en byggnad klarar vissa förutbestämda skadefall. [10]

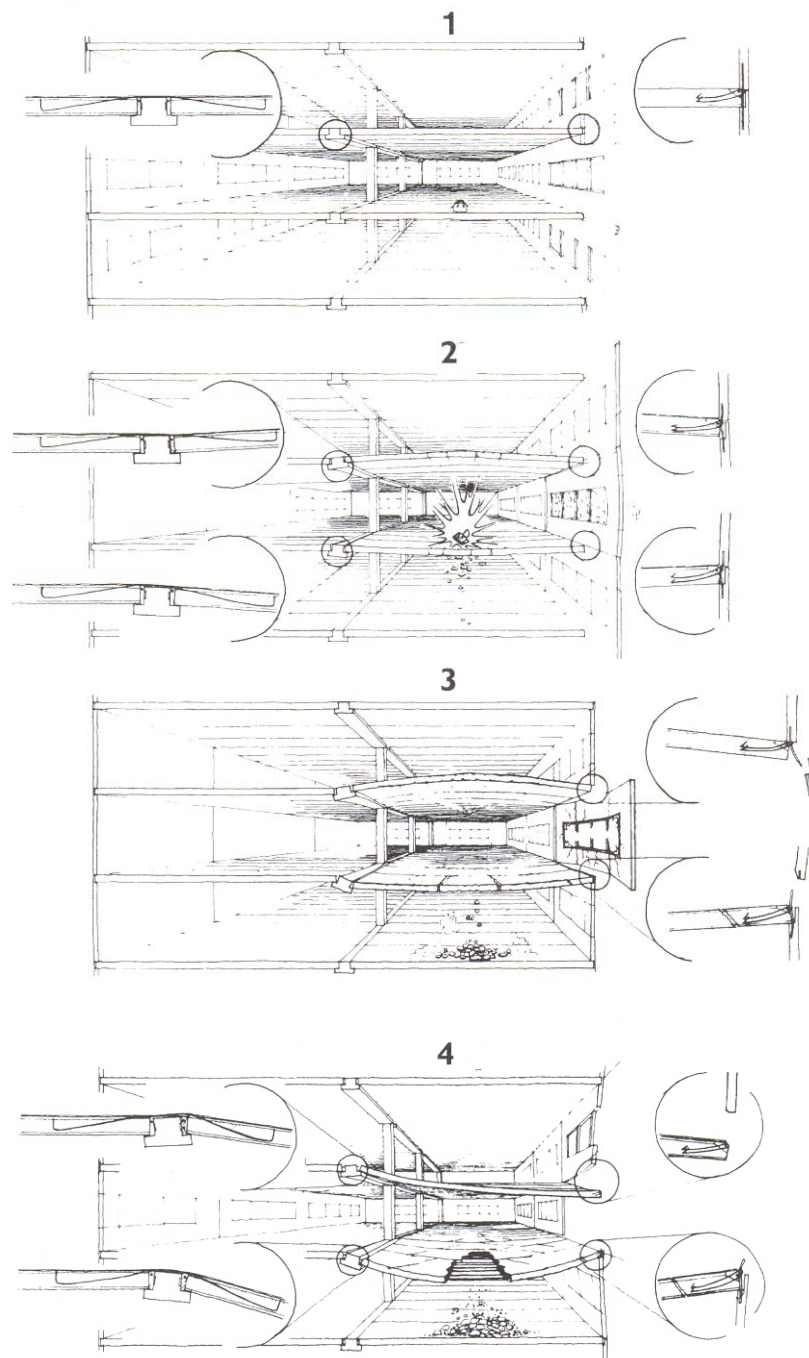
Dimensionering av alternativa lastvägar syftar främst till att skapa skadetålighet mot förutbestämda scenarion, orsakade av olyckslaster, men indirekt följer fler fördelar. Trots att byggnaden är dimensionerad för specifika fall, leder dimensionering med hjälp av alternativa lastvägar till en ökad robusthet mot skador som inte är definierade enligt metoden. Konstrueras nyckelelement med en sammanhållning och seghet som kan överbrygga en primär skada är det troligt att byggnaden tack vare detta även har fått en allmänt höjd motståndsförmåga. [10]

Kostnaderna för en direkt dimensionering blir högre jämfört med ett indirekt dimensioneringsförfarande [10]. I dagsläget krävs både kompetens och extra arbetsinsatser för att en direkt dimensionering. I framtiden är det troligt att mer effektiva analytiska verktyg för att ta hänsyn till fortskridande ras kommer att integreras i projekteringen. Detta kan göra det möjligt att sänka kostnaderna för direkt dimensionering jämfört med idag.

7 Utformning av anslutningar med hänsyn till risken för fortskridande ras

7.1 Inledning

En prefabricerad stomme är uppbyggd av flera sammansatta element såsom pelare, balkar, vägg-, bjälklags- och takelement. En prefabricerad stommes verkningssätt i brottgränsstadiet är beroende av anslutningarnas utformning och funktion. [11] För att fortskridande ras ska förhindras krävs att anslutningen har ett segt verkningssätt och att sammanhållningen är god vid en primär skada, se figur 7.1 [12].



Figur 7.1 Verkningsätt vid god sammanhållning efter en explosion [12]

Med anslutning avses en zon där stomelement möter, fogas och förenas med varandra eller andra konstruktionsdelar. Andra konstruktionsdelar kan vara platsgjuten betong, konstruktioner av annat material eller stomkompletteringar, t.ex. utfackningsväggar eller fönster. [12]

Kapitlet behandlar endast anslutningar i prefabricerade stommar av betong.

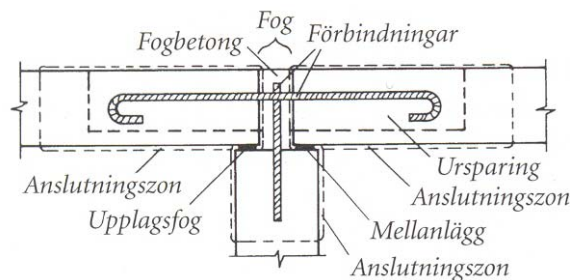
7.2 Anslutningens ingående komponenter

En anslutning består flera olika delar såsom fog med fogfyllning, förbindningar och anslutningszoner, se figur 7.2 [12].

Fogen är kontaktytan eller utrymmet mellan de mötande elementen. Fogfyllningen utgörs normalt av fogbruk eller fogmassa. Vid upplagsfogar används även mellanlägg som fogfyllning. [11]

Ska anslutningen vara dragkraftöverförande krävs förbindningar av stål. Normalt utgörs förbindningen av armeringsjärn som korsar fogen och är förankrade i elementen på respektive sidor genom ingjutning i fogar, slitsar eller andra ursparningar. [12]

Anslutningszonerna utgörs av de områden i de mötande element som angränsar till fogen och som berör eller påverkar kraftspelet i anslutningen [12]. Ofta är det stora koncentrerade krafter som ska upptas och överföras i anslutningar. Överföringen av dessa krafter till elementen kräver noggrann utformning av anslutningszonerna, särskilt med hänsyn till geometri och armeringsinläggning. Även förbindningarna ska förankras på ett effektivt sätt i anslutningszonerna. Därför bör anslutningszonerna ses som viktiga delar ingående i den sammansatta anslutningen. [11]



Figur 7.2 Ingående komponenter i en anslutning [12]

7.3 Kraftöverförande mekanismer

Anslutningar ska kunna uppta och överföra de krafter som uppstår i knutpunkten. Detta görs genom tryckkraftöverföring, dragkraftöverföring eller skjuvkraftöverföring. Nedan kommer dessa tre sätt att kort beskrivas.

7.3.1 Tryckkraftöverföring

Tryckkrafter överförs normalt genom direkt anliggning i fogar vare sig fogen har fogfyllning eller ej. Hur stora krafter som kan överföras beror på materialegenskaperna hos fogfyllningen eller mellanläggen samt hållfastheten hos betongen och armeringsmängden i anslutningszonen. Risk för spjälkning föreligger om tryckkrafterna blir för stora. Därför måste hänsyn tas till detta när anslutningen detaljutföras. [12]

7.3.2 Dragkraftöverföring

Dragkrafter måste kunna överföras av särskilda dragkraftsförbindningar i anslutningszonerna [12].

Förbindningsanordningarna kan antingen vara direkt förankrade, d.v.s. ingjutna i elementen, eller indirekt förankrade. Vid indirekt förankring är förbindningsanordningarna placerade i fogar, slitsar eller ursparningar i eller mellan elementen. [11] Igjutningsbruket måste hårdna innan en indirekt förankring kan anses vara kraftöverförande [12].

Förankring av förbindningsanordningarna sker genom vidhäftning och tvärtrådar såsom tvärpinnar eller ändankare. För att en förankring ska fylla sin funktion, särskilt vid indirekt förankring, ställs ofta speciella krav gällande ingjutningslängd, tvärsnittsmått och eventuell ändförankring. Ska anslutningen dessutom ha ett segt verkningssätt kan kraven komma att skärpas ytterligare, se vidare avsnitt 7.4. [12]

7.3.3 Skjuvkraftöverföring

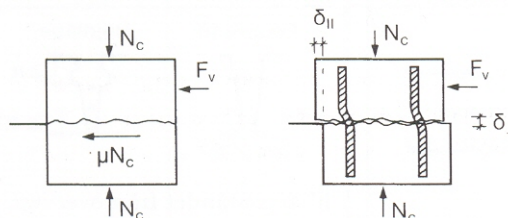
Skjuvkraftöverföring kan ske dels *genom friktion*, dels *genom dymlingsverkan* i armeringsjärn, skruv eller dubb.

I det första fallet beror kraftöverföringens storlek på ytornas eller mellanläggens friktionskoefficienter och verkande normalkraft. Förskjutning längs med en skrovlig fogyta ger även upphov till förskjutningar vinkelrätt mot fogytan. Förbindningar tvärs fogytan ger då upphov till en normalkraft som verkar mot fogytan, vilken ökar skjuvkraftskapaciteten, se figur 7.3. [12] Kringgjutna kamstänger uppnår redan vid relativt små förskjutningar sin flytgräns. Därför kan normalkraften N antas uppgå till

$$N = A_s f_{st} \quad (7.1)$$

där A_s är armeringens area.

Skjuvkraftkapaciteten beräknas då enligt ekvation 7.2. [12]



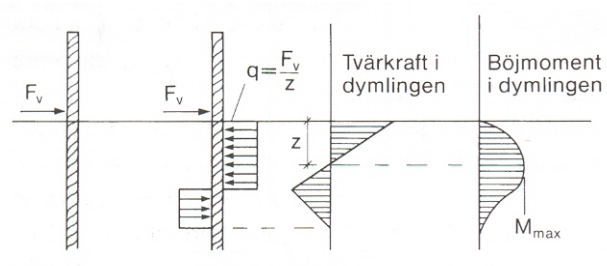
Figur 7.3 Kraftöverföring genom friktion i fogtor [12]

$$F_{v \max} = m A_s f_{st} + N_c \quad (7.2)$$

där N_c är yttre normalkraft vinkelrät mot fogytan

I BBK [13], avsnitt 3.11.3, anges för slät betongyta $m = 0.7$, för skrovlig betongyta $m = 1.2$ och för betongyta med förtagningar $m = 2.0$.

När skjuvkraftöverföring sker genom dymlingsverkan tas kraften upp av dymlingen istället för genom friktion, se figur 7.4



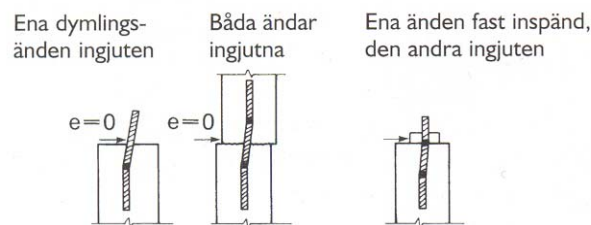
Figur 7.4 Kraftöverföring genom dymlingsverkan i armeringstång, skruv eller dubb [12]

Lastfallet i figur 7.4 ger skjuvkraftkapaciteten

$$F_c = \phi^2 \sqrt{f_{cc} f_{st}} \quad (7.3)$$

där ϕ är dymlingens diameter

Beroende på hur dymlingen är fastsatt kan skjuvkraftkapaciteten variera, se figur 7.5. De två vänstra figurerna har skjuvkraftkapacitet enligt ekvation 7.3 medan figuren till höger har 40 % större bärförmåga. [12]



Figur 7.5 Skjuvkraftkapacitetens variation beroende på hur dymlingen är fastsatt [12]

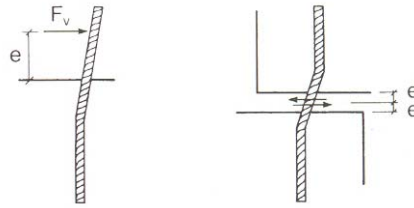
Om angreppspunkten för kraften är belägen på avståndet e över ingjutningssnittet, som figur 7.6 visar, minskar skjuvkraftkapaciteten. Ekvation 7.3 ska då reduceras genom multiplikation med faktorn

$$\sqrt{1 + \varepsilon^2} - \varepsilon \quad (7.4)$$

där ε ges av

$$\varepsilon = \frac{3e}{\phi} \sqrt{\frac{f_{cc}}{f_{st}}} \quad (7.5)$$

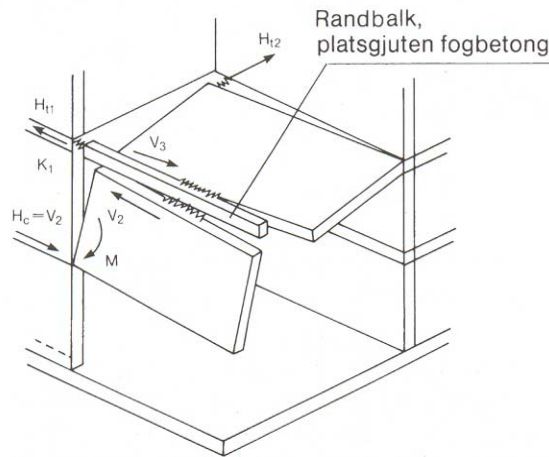
I fall där dymlingen är kringgjuten med en fogspalt mellan elementen kommer också skjuvkraftkapaciteten att minska, se figur 7.6. I ekvation 7.5 ska e då ersättas med halva fogspaltens höjd. [12]



Figur 7.6 Avstånd e till kraftangreppspunkten för icke kringgjuten dymling respektive kringgjuten dymling med fogspalt [12]

7.4 Utformning av anslutningar med avseende på deformerbarhet och förankring

För att uppnå hög säkerhet mot fortskridande ras bör anslutningar utformas så att de blir jämnstarka, får segt verknings sätt och stor deformerbarhet vid påfrestning. Utformas anslutningar på detta sätt undviks spröda brott som annars kan uppstå redan vid relativt små förskjutningar mellan elementen. Med ett segt verknings sätt ökar förutsättningarna för samverkan mellan elementen i brottstadiet samtidigt som stommens motståndsförmåga mot extrema påverkningar ökar. Detta illustreras i figur 7.7. [11]



Figur 7.7 Exempel på överbyggnad av primärt skadeområde med hjälp av sammanhållande armering genom segt verknings sätt [12]

7.4.1 Deformerbarhet

I prefabricerade stommar kan det vara svårt att uppnå ett segt verknings sätt i anslutningarna. På grund av mindre mängd förbindningsarmering i prefabricerade stommar, jämfört med platsgjutna stommar, kommer anslutningarna mellan de olika plattorna att bli svaga zoner. Anslutningszonerna mellan plattorna har en

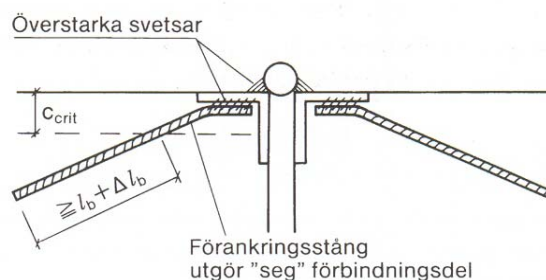
betydligt mindre styvhet än bjälklagsplattorna varför största delen av stommens rörelser kommer att ske i anslutningarna [12]. För att detta ska vara möjligt måste anslutningarna utformas så att de har större deformationsförmåga än vad som normalt krävs i brottgränstillståndet [12].

Det finns flera olika sätt att utforma anslutningarna för att uppnå en stor deformerbarhet. Verknings sättet är dock ofta detsamma, en överbelastning tillåts ske i en konstruktionsdel, t.ex. ett armeringsjärn når sin flytgräns, för att deformationsrörelsen ska kunna ske [12]. Det har också visat sig möjligt att få en högre deformerbarhet genom att förbindningsarmeringen förses med glidande ändankare, se figur 7.8 [14].



Figur 7.8 Glidande ändankare ger en högre deformerbarhet [14]

Genom ett segt verknings sätt är det möjligt att mer gynnsamt omfördela krafterna i stommen för undvikande av fortskridande ras. En förutsättning för ett segt verknings sätt hos den förbindande armeringen, är att armeringsjärnen är fullständigt förankrade i den omgivande betongen så att de kan belastas till brott utan risk för urdragning. Varmvalsade stänger har betydligt bättre egenskaper för att fungera som bra förbindningsarmering jämfört med kallbearbetat stål. [12] Varmvalsat stål har en betydligt större plastisk töjning som kan utnyttjas för att ge konstruktionen en stor deformerbarhet. För att kunna uppnå ovanstående egenskaper bör övriga delar av förbandet utformas överstarka så att brott inte riskerar att ske på annat ställe än i förbindningsarmeringen, se figur 7.9. Även risken för spjälkbrott i betongens täcksikt bör beaktas.[12]



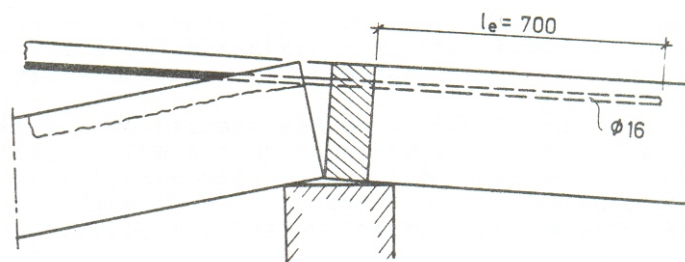
Figur 7.9 Delar av anslutningen som inte tillhör den sega förbindningsdelen utformas överstarka [12]

Förbindningsarmering i längsfogar bör också avslutas med ändkrokar för att få fogbruket i hela förankringslängden att bli delaktigt i kraftupptagningen [12]. Fogbrukets kvalitet är av betydelse för hur deformerbar fogen blir. Det har visat sig att ett fogbruk av låg kvalitet ger en större deformerbarhet jämfört med ett

fogbruk av en högre kvalitet [14]. Detta beror på att fogbruket plasticeras tidigare och tillåter ändankaret att glida.

7.4.2 Förankring av förbindningar

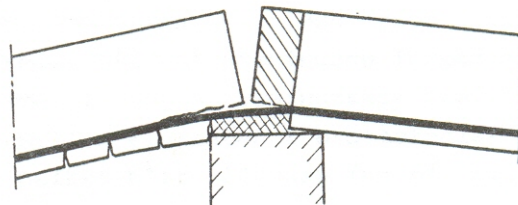
Vid dimensionering av anslutningar bör konstruktören se till att förbindningarnas brottslast säkert kan förankras. Om detta uppfylls kan förankringen när den utsätts för dragkraft gå till brott, vilket är bättre än om ett förankringsbrott sker på grund av alltför liten ingjutningslängd eller spjälkning av täckande betongskikt, se figur 7.10. Normalt blir anslutningens deformerbarhet i brottstadiet större om förbindningarna kan belastas till slutgiltig brottslast. Uppnås detta kan nämligen stålets plastiska egenskaper efter uppnådd flytning medverka till stora brottdeformationer. [11]



Figur 7.10 Förankringsbrott på grund av spjälkning kan uppstå till följd av otillräcklig förankringslängd och för litet täckande betongskikt [11]

När det gäller indirekt förankring krävs stor omsorg vad gäller förbindningsstångers utformning och placering samt fogfyllningens egenskaper, se figur 7.11. För att undvika spjälkning kan det vara nödvändigt med ändkrokar på förbindningen och att den placeras så att den får ett större täckande betongskikt. [11]

I vissa fall har det visat sig fördelaktigare med indirekt förankring än direkt förankring sett ur deformationssynpunkt. Detta eftersom fogbrukets porositet ger sämre vidhäftningshållfasthet. Sämre vidhäftningshållfasthet leder till att större längd av förbindningen kan medverka till förlängningen genom plastisk töjning. Detta kräver dock större ingjutningslängd för att förebygga urdragning. [11]



Figur 7.11 Förankringsbrott på grund av att förbindningsstången tränger igenom fogen vid böjning över upplaget. Genom att öka täckskiktet i fogen under förbindningen kan denna typ av förankringsbrott undvikas. [11]

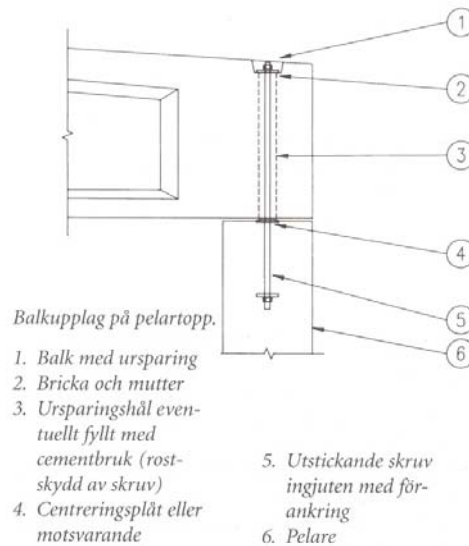
7.5 Praktisk utformning

Nedan kommer ett antal exempel på hur anslutningar i prefabricerade betongstommar kan utformas. De är om inte annat anges hämtade ur Betongvaruindustrins skrift ”Bygga med Prefab” [12].

7.5.1 Balkar

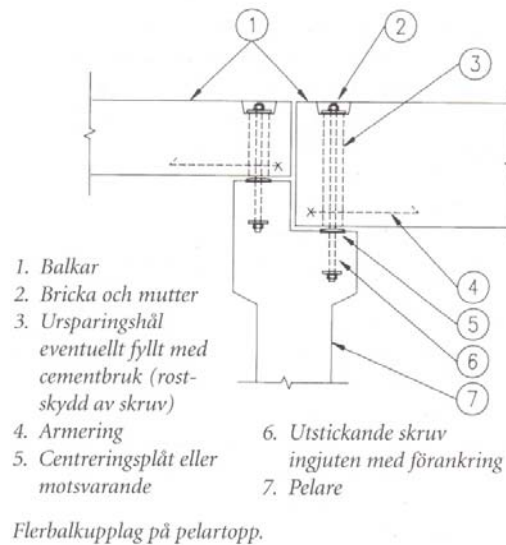
För att utforma balkanslutningar med stor deformationsförmåga och seghet kan nedanstående exempel användas som utgångspunkt.

Figur 7.12 visar en primärbalk upplagd på pelare. Balken är infäst med en skruv som träs genom en ursparning i balken. För vidare förklaring se figur.

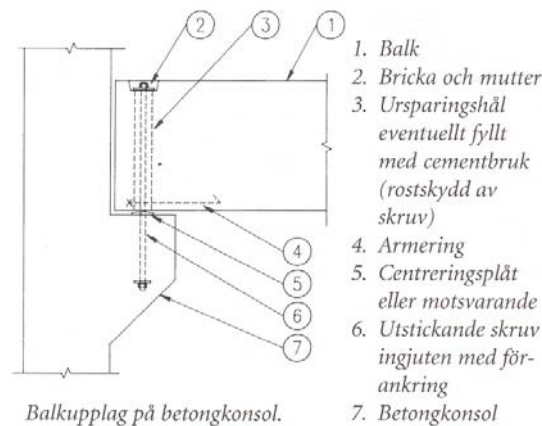


Figur 7.12 Balkupplag på pelartopp

Nedan visas pelare med upplagda balkar av olika tvärsnittshöjd och balk upplagd på betongkonsol. Balkarna är försedda med armering för att förhindra dragbrott i balken. Principiellt är utformningen upplagen likartade, se figur 7.13. och 7.14.

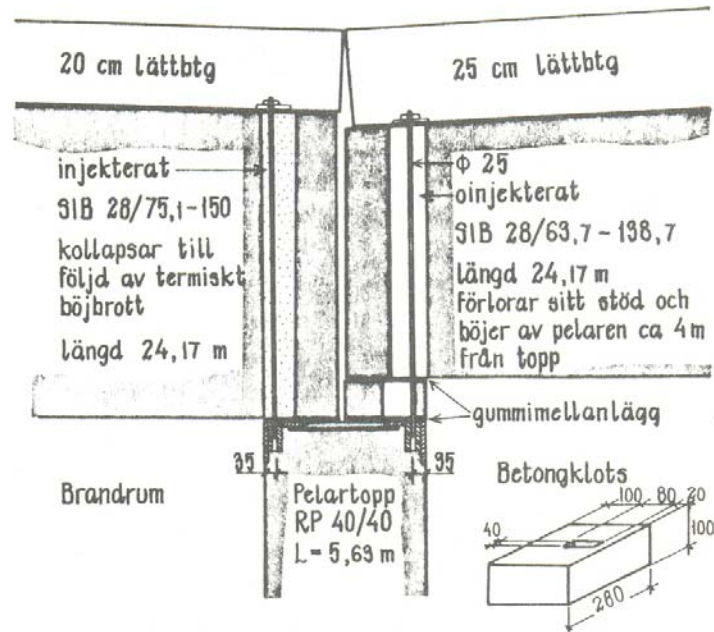


Figur 7.13 Flerbalksupplag på pelartopp



Figur 7.14 Balkupplag på betongkonsol

I figur 7.15 visas en anslutning där två balkar upplagda på en pelartopp orsakade ett fortskridande ras till följd av brand, i Malmköping 1980. Den vänstra balken i figuren kollapsade och vinkeländrades kraftigt, eventuellt skadade den också vid kollapsen upplagsklossen till det högra upplaget. Vid brottet i den vänstra balken utsattes pelaren för en horisontalkraft som dock inte bör ha överskridit dess hållfasthet. På grund av att ursparningen i den högra balken och mellanklossen inte var injekterade, i kombination med att pinnskruven har suttit i framkant av ursparningen, uppnåddes ingen dymlingsverkan förrän ungefär halva upplagslängden redan var förbrukad. Den kvarvarande delen av mellanlägget klarade sen inte av den totala effekten av upplagsreaktion och dymlingsverkan och därför halkade balken av sitt upplag. I nästa skede böjde den högra balken av pelaren den var upplagd på och hela konstruktionen kollapsade. [1]

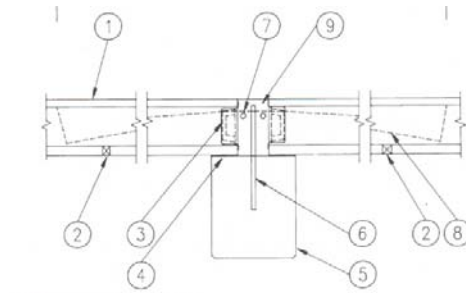


Figur 7.15 Exempel på en skada som har lett till fortskridande ras på grund av att den högra balken halkade av sitt upplag. [1]

För att åstadkomma ett segt verkningsätt vid stödförskjutning bör eventuella ursparningshål injekteras med bruk. Om dymlingsverkan ska kunna utnyttjas redan vid små förskjutningar krävs att kontakt finns mellan balk och skruv. Annars finns det risk för att balken glider av sitt upplag utan att dymlingsverkan har utnyttjats fullt. [1]

7.5.2 Bjälklag och tak

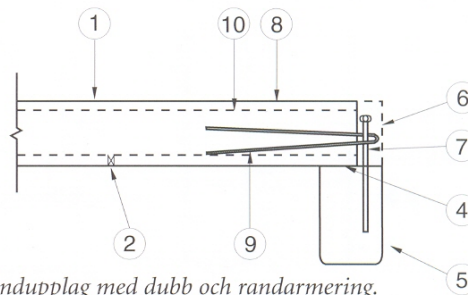
Nedanstående exempel kan användas för att detaljutforma anslutningar för bjälklag och tak. Generellt kan sägas att alla bjälklagsupplag bör utformas med någon typ av sammanhållande armering. Beroende på geometri och material kan utförandet se olika ut, se figur 7.16-7.20.



Mellanupplag på balk.

- | | |
|--|--|
| 1. HD/F-platta | 7. Tvärarmering för skivverkan |
| 2. Dräneringshål | 8. Kamstång, med ändkrokar, i bruk i var eller varannan långfog. |
| 3. Tätning i hålskanal (något indragen = förtagningar) | Mot tvängskrafter och fortskridande ras |
| 4. Upplagsmellanlägg | 9. Platsgjuten betong |
| 5. Balk | |
| 6. Dubb av kamstång eller skruv | |

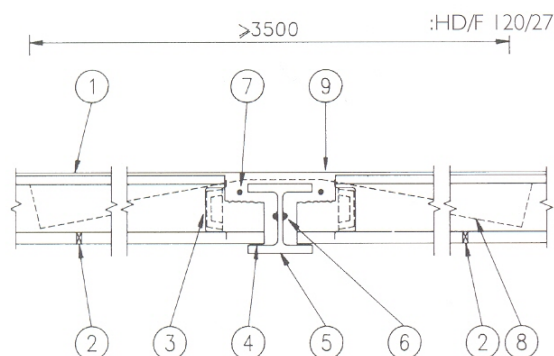
Figur 7.16 Mellanupplag på balk



Ändupplag med dubb och randarmering.

- 1–5, se ovan
- | |
|---|
| 6. Randarmering för skivverkan |
| 7. Dubb av skruv med huvud eller mutter |
| 8. Slits till hålskanal |
| 9. Bygel av kamstång |
| 10. Platsgjuten betong i hålskanal |
- 7–10. Utförs i 1–2 hålskanaler per elementände

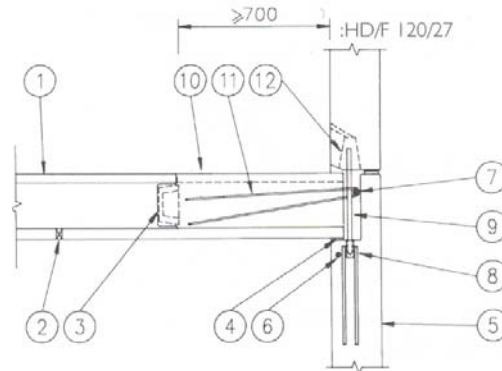
Figur 7.17 Ändupplag med dubb och randarmering



Försänkt mellanupplag i balk.

- | |
|---|
| 6. Punktpåsvetsad kamstång för skjuvkraftöverföring |
| 7. Tvärarmering för skivverkan, kan ersättas av balken, draginfäst tvärs pelare, och 6. I övrigt lika som ovan. |

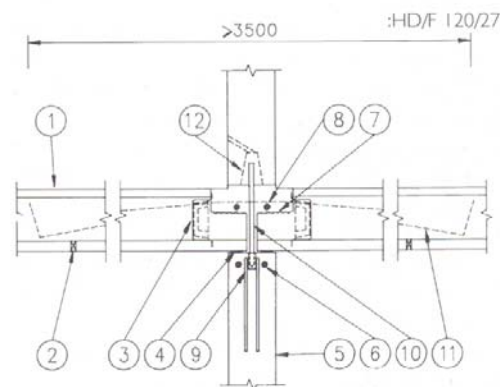
Figur 7.18 Försänkt mellanupplag i balk



Ändupplag (klämt) i elementvägg.

- | | |
|--|---|
| 1. HD/F-platta | 8. Skruvfäste, SKRFA |
| 2. Dräneringshål | 9. Ändgängad dubb |
| 3. Tätning i hålskanal | 10. Slits till hålskanal, igjuts med betong |
| 4. Upplagsmellanlägg | 11. Bygel av kamstång |
| 5. Vägg | 12. Hålursparing med gjuthål fylls med cementbruk |
| 6. Längsarmering av kamstång intill SKRFA | |
| 7. Randarmering för skivverkan, kringgjuts | 8–12. Utförs i 1–2 hålskanaler per elementände |

Figur 7.19 Ändupplag klämt i elementvägg



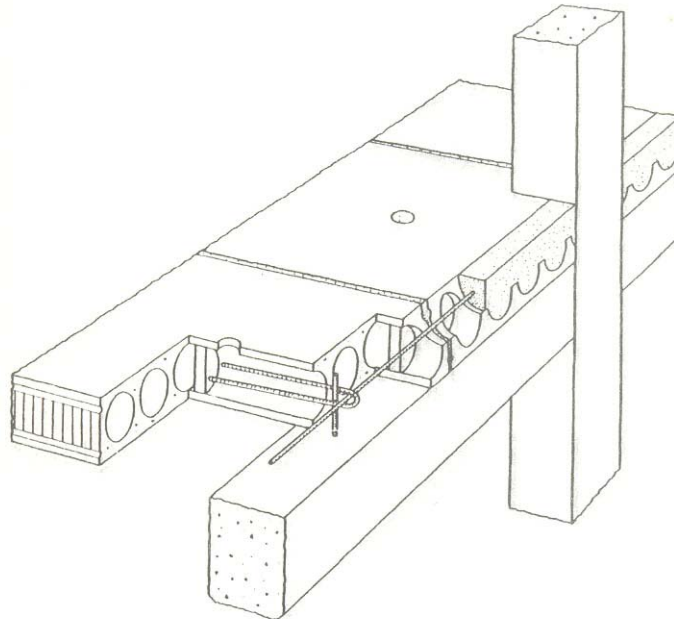
Mellanupplag (med urtag) i elementvägg.

- | | |
|--|--|
| 1. HD/F-platta | 9. Skruvfäste, SKRFA |
| 2. Dräneringshål | 10. Ändgängad dubb |
| 3. Tätning i hålskanal (något indragen = förstagningar) | 11. Kamstång, med ändkrokar, i bruk i var eller varannan långfog |
| 4. Upplagsmellanlägg | 12. Hålursparing med gjuthål fylls med cementbruk |
| 5. Vägg | 9–12. Utförs i 1–2 hålskanaler per elementände |
| 6. Längsarmering av kamstång intill SKRFA | |
| 7. Urtag £ halva elementhöjden, fylls med platsgjuten betong | |
| 8. Tvärsarmering för skivverkan, kringgjuts | |

Figur 7.20 Mellanupplag med urtag i elementvägg

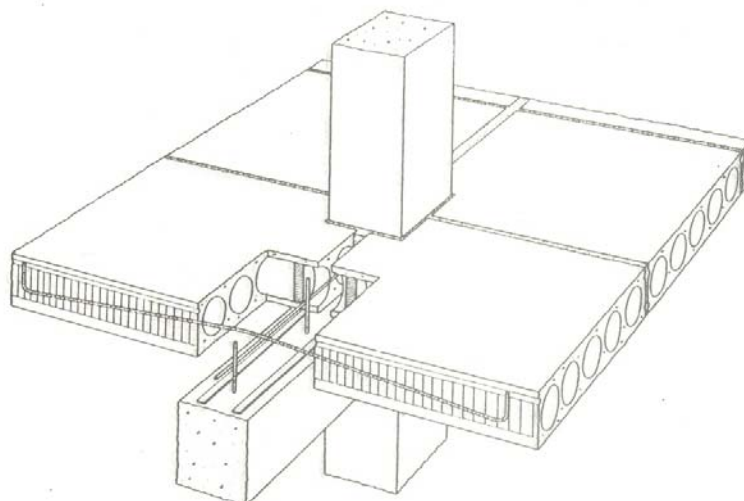
S-byglar kan vara ett mycket effektivt sätt att förankra bjälklag till dess upplag. För att de ska fungera på ett korrekt sätt krävs att de ges tillräcklig

förankringslängd i betongen. S-byglarna placeras så att de omsluts av dubbar i upplagen och eventuellt till tvärgående armering, se figur 7.21. [1] Detta ger i de flesta fall en god sammanhållning mellan de olika elementen.



Figur 7.21 Sammanhållande armering utförd genom att bjälklagsplattorna förankras till kantbalk med hjälp av hårnålsbyglar [1]

Istället för s-byglar kan den sammanhållande armeringen placeras i bjälklagselementens längsfogar, se figur 7.22. Tillsammans med skivarmering i upplagsbalkens längsriktning kan då den erforderliga sammanhållningen uppnås. Emellertid finns vissa risker förknippade med att placera armeringen i bjälklagens längsfogar eftersom fogarna har relativt små dimensioner jämfört med armeringsjärnen. Sprickor kan uppkomma i längsfogarna under fogbrukets torkkrympning, av tvångskrafter eller till följd av deformationer vid olyckslast. Dessa sprickor kan leda till sämre sammanhållande kapacitet i fogarna. Också normreglerna gällande förankringslängd gäller då förbindningsarmeringen placeras i längsfogarna, stängerna måste dessutom vara kringgjutna med fogbruk av tillräckligt hög kvalitet. Ändförankring av armeringen måste utföras för att brottlasten ska kunna förankras fullt ut. [1]



Figur 7.22 Sammanhållande armering anordnas i bjälklagens längsfogar och ansluts till tvärgående armering [1]

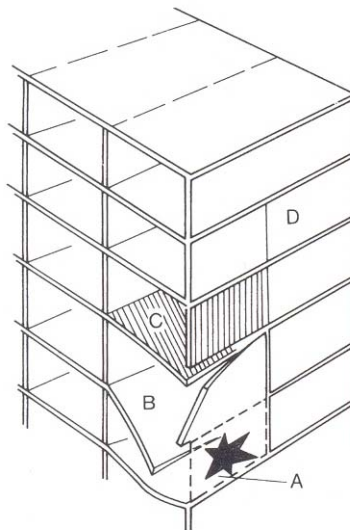
8 Verkningsätt för skadade betongstommar

8.1 Inledning

Centralt för att kunna förutsäga skadade stommars verkningsätt och utbredning av skada efter påverkan av olyckslast, är att kunna beräkna deras respons. De egenskaper som främst bestämmer stommens verkningsätt vid en eventuell olyckslast är dess töjbarhet, deformations- och rotationskapacitet [15]. I kapitlet kommer verktyg att redovisas, för hur man kan analysera betongbjälklags bärförmåga vid stora elastiska och plastiska deformationer för laster över dess beräknade kapacitet. För att återknyta till den direkta dimensioneringsmetod som beskrivs i kapitel 6, ges exempel på hur alternativa lastvägar kan uppnås.

8.2 Grundläggande antaganden

För att förenkla och kategorisera vidare beskrivningar av det förebyggande arbetet är det lämpligt att identifiera zoner i byggnaden som har olika tillstånd beroende på dess påverkan. I figur 8.1 presenteras närmare de olika zoner som en skadad byggnadsstomme kan delas in i.



Figur 8.1 Zonindelning av en byggnad utsatt för olyckslast [12]

Vid uppkomsten av ett fortkridande ras är det i det närmaste omöjligt att motverka en spridning till det närmast intilliggande området och detta bör därför

antas helt ha förlorat sin bärande förmåga. Istället bör de närmast intilliggande konstruktionsdelarna ha tilldelats sådana egenskaper att de kan motverka en vidare utbredning av skadan, d.v.s. motverka fortskridande ras. Det har genom observationer av tidigare fall noterats att så mycket som 4-5 meter bärande vägg kan slås ut utan att ovanliggande bjälklag har initierat ett fortskridande ras. [1] Därför bör man inte förutsätta att ett fortskridande ras utlöses, utan det finns goda möjligheter att förebygga det genom förkunskaper och ett gott ingenjörsmässigt tänkande.

Vid analyser bör byggnadsdelar i zon A, enligt figur 8.1, antas helt ha förlorat sin bärande förmåga och inte längre bära upp byggnaden ur ett beräkningsperspektiv. Byggnadsdelar i zon B antas förlora sina ordinarie upplag och kan inte längre bära laster på de sätt de primärt är konstruerade att göra. Förlusten av de ordinarie upplagen kan leda till att byggnadsdelarna i zon B faller bort och istället belastar konstruktionen nedanför. För att undvika detta bör byggnadsdelarna i zon B ha utformats på ett sådant sätt att de kan motstå laster i riktningar som skiljer sig från dess primära lastriktningar. På så vis kan man motverka att de blir till en belastning för resten av stommen på grund av genomslag. [1]

Vid kontroll av bärförmåga och stabilitet räcker det inte att bara se till det primära skadeområdet och dess omedelbara närhet. Skadan kan även ha gett upphov till större effekter som påverkar hela stommen och indirekt härrör från den primära skadan i zon A. Byggnadens totalstabilitet kan påverkas negativt om den primära skadan väsentligt reducerar byggnadens stabiliserande element. Därför kan man aldrig bortse från att dessa effekter kan uppkomma.

Det går att identifiera olika mekanismer för rasutbredning, dessa kan delas in i tre olika karaktärstyper. [1]

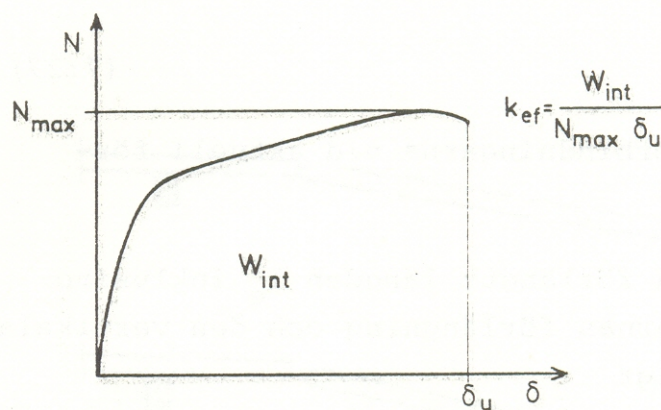
- Instabilitet – brott i en byggnadsdel kan uppkomma genom olika instabilitetsfenomen. Som exempel kan nämnas böjknäckning, vridknäckning och stjälpning. Dessa är ofta relaterade till allt för stora deformationer i stommen.
- Materialbrott – brott i byggnadsdelar sker genom överbelastningar på grund av stödbortfall eller fallande rasmassor i byggnaden.
- Blandformer – större byggnadsras består sällan av en isolerad händelse utan är ett förlopp som exempelvis kan initieras med ett instabilitetsfenomen i ett enskilt element t.ex. pelare.

Den absolut farligaste situationen som kan uppstå i en byggnad är när byggnadsdelar faller fritt inne i stommen [1]. Därför ställs det stora krav på underliggande bjälklags utformning och deformationsegenskaper för att kunna hindra utbredningen av ett fortskridande ras. Bara den statiska lastökningen av egentyngheden från ytterligare ett bjälklag kan bli för mycket för underliggande bjälklag och kollapsen är då ett faktum [1]. Därtill måste också hänsyn tas till de dynamiska effekterna då rasmassorna träffar underliggande våning. Särskilt utsatt blir byggnader där lasten av egentynghed är av betydande storlek jämfört med de

variabla lasterna. Riskerna blir extra påtagliga i byggskedet eftersom stommen då inte har uppnått full statisk sammanhållning. [1]

8.3 Analys

För att kunna göra en någorlunda realistisk analys av lastförhållandena vid ett ras måste hänsyn tas till de dynamiska effekterna av fallande rasmassor. Hänsyn kan tas på flera olika sätt men i många fall är det fullt tillräckligt att använda sig av en dynamisk förstoringfaktor för den statiska lasten. Storleken av de dynamiska effekterna beror till stor del på inspänningsförhållandena vid stöden för de byggnadsdelar som rasar. Hastigheten med vilken stödreaktionen avtar bestämmer storleken på den dynamiska förstoringfaktorn. Ju snabbare stödreaktionen avtar desto större blir förstoringfaktorn. Ett segt brottbeteende leder till att fallhastigheten dämpas eftersom en större energiabsorbktion kommer att ske i knutpunkten under dess deformationsrörelse jämfört med ett snabbt sprött brott, se figur 8.2. [1]



Figur 8.2 Uträttat arbete under deformationsförlopp. Normalkraft som funktion av förlängning. [1]

Vid analysförfarandet av den skadade stommen måste man först och främst ta hänsyn till de direkta påverkningarna av olyckslasten, men hänsyn måste också tas till de efterkommande kraftomlagringarna i stommen kombinerat med de aktuella lastfallen enligt BKR. [1] Det kan tilläggas att de lastkombinationer som används i svenska normen vid analys av byggnader i brottgränstillståndet, drabbade av en olyckslast, är reducerade [9]. Reduktionen kan anses berättigad eftersom sannolikheten att en tidsvariabel last har ett extremt högt värde vid olyckstillfället är försumbar. [1]. Kravet på en byggnad i detta fall är att den ska hålla ihop så att en utrymning kan ske utan risk för personskador.

Analysen kan delas upp i två olika punkter som tillsammans ska säkerställa att risken för fortskridande ras kan minskas [1].

- Utreda om den primära skadan kommer att spridas till att omfatta även de anslutande konstruktionsdelarna

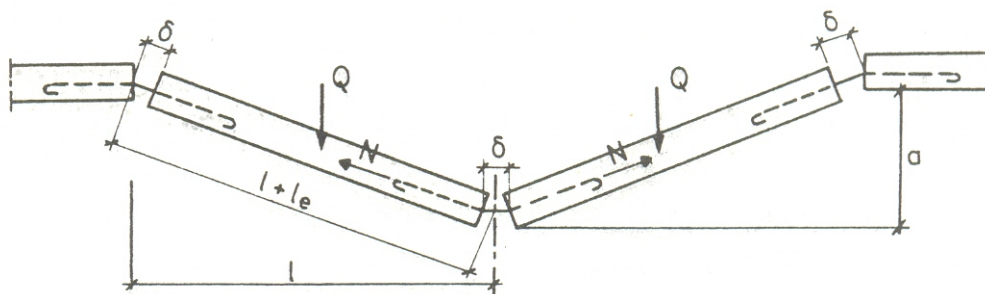
- Fastställa om det sekundära skadeområdet kan begränsas

Särskild omtanke bör ges till anslutningarnas utformning eftersom de har visat sig vara vitala för att åstadkomma en god rassäkerhet. [1]

8.4 Beräkningsmetoder för balkar och plattor

Det finns flera olika förslag om hur man ska beräkna bärförmåga för skadade betongstommar. De som presenteras närmare i det här kapitlet kan ses som verktyg vid dimensionering för att förhindra fortskridande ras. De är utformade för att tillämpas på enkelspända plattor samt i längsled sammanbundna balkar [1].

Vid ett bortfall av en vertikalt bärande del i en stomme kommer de horisontella bärverken att genomgå olika funktionsstadier. I dessa stadier kommer olika typer av reservbärning att vara möjlig att erhålla. De horisontella bärverkens bärförmåga i dessa olika stadier kommer att vara beroende av olika parametrar, bl.a. produktionsmetod och graden av kontinuitet. I platsgjutna betongstommar är oftast kontinuiteten god mellan olika stomdelar, jämfört med knutpunkter i prefabricerade stommar. I platsgjutna stommar kommer vinkeländringar och deformationer få en större horisontell utbredning jämfört med prefabricerade stommar där deformationer sker mer koncentrerat till knutpunkterna. I de senare är en god sammanhållning i knutpunkter svårare att uppnå eftersom de oftast har en lägre momentöverförande kapacitet. På grund av detta är den största delen av deformationen koncentrerad till fogarna, se figur 8.3. [1]

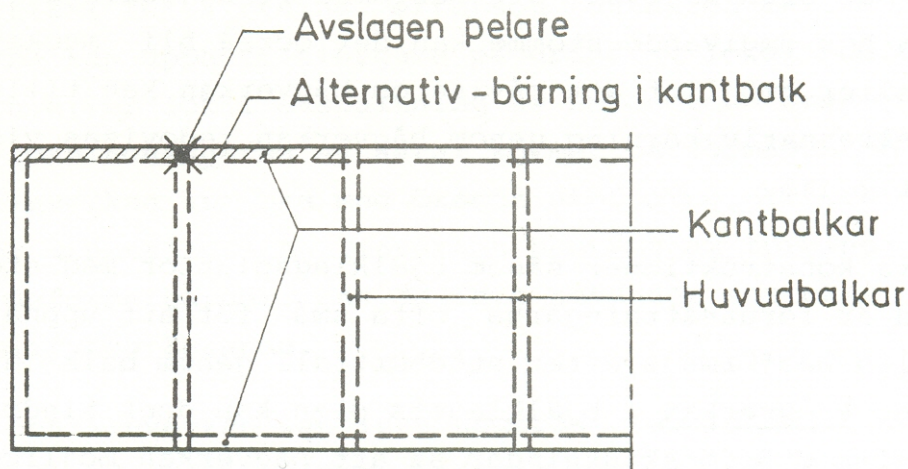


Figur 8.3 Koncentrerade rotationer och deformationer i prefabricerade element [1]

Senare i kapitlet kommer tre beräkningsmetoder att närmare presenteras, balkverkan, bågverkan och linverkan. Med hjälp av dessa kan bärförmågan för skadade betongbjälklag uppskattas.

Vid bortfall av ytterpelare kan andra typer av beräkningsmetoder användas. Kantbalken kan utnyttjas för fortsatt balkverkan vid bortfall av en ytterpelare. Detta förutsätter dock att kantbalken har god kontinuitet över stöden så att den momentöverförande förmågan kan utnyttjas. Om även huvudbalkarna är momentstyvt infästa kan dessa fungera som konsolbalkar och tillsammans med

kantbalken ge en tillräcklig bärförmåga, se figur 8.4.. En tredje typ av alternativ lastväg är upphängning i ovanliggande konstruktionsdelar. [1] Detta förutsätter dock att en dimensionering av armering med hänsyn till detta alternativ är utförd.



Figur 8.4 Alternativa lastvägar vid avslagen ytterpelare [1]

Som tidigare nämnts kommer bågverkan, balkverkan och linverkan att studeras närmare nedan. Om något av dessa alternativ kan bilda en alternativ lastväg, är det möjligt att förhindra ett fortskridande rasförlopp och ett nytt jämviktsläge i konstruktionen uppnås. Det ska också nämnas att ju slankare dimensioner bjälklaget har desto svårare är det att utnyttja balkverkan och bågverkan. De dynamiska effekterna kan här inte längre beskrivas med en dynamisk förstöringsfaktor eftersom lasten inte längre kan anses vara proportionell mot deformationerna. Vid de stora plastiska deformationer som det ofta är frågan om vid olyckslaster kan inte längre lasten antas vara proportionell mot nedböjningen. [1] Används en statisk ekvivalent last kommer därför nedböjningarna att underskattas. För elementbjälklag är det istället mer lämpligt att använda energibetraktelser. D.v.s. man utnyttjar energibalansvillkoret, enligt ekvation 8.1, att det yttre arbetet ska vara lika med det inre arbetet under deformationen [1].

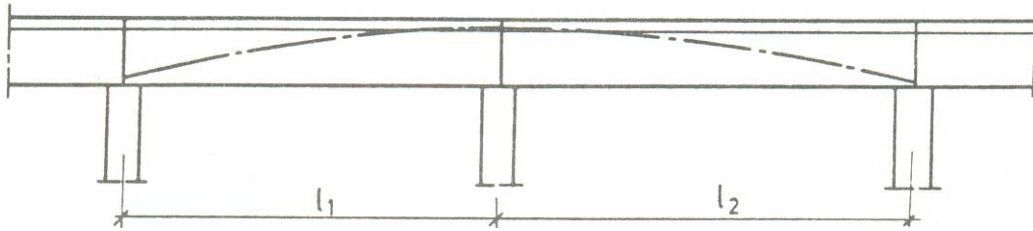
$$W_{\text{int}} = W_{\text{ext}} \quad (8.1)$$

Dessa villkor förutsätter att deformationerna sker i väldefinierade och begränsade delar av bjälklaget. Detta stämmer relativt väl överrens med elementbyggda stommar där det är troligt att deformationerna huvudsakligen äger rum i fogar som är betydligt mindre styva och mer rotationsbenägna än bjälklagsplattorna [1].

8.4.1 Alternativa lastvägar genom bågverkan

Bågverkan är den alternativa lastväg som direkt efter en primär skada kan överta lasteffekterna i horisontella bärande element. Beräkningsmodellen bygger på att den förlängning som äger rum när bjälklaget deformeras, ger upphov till horisontella tryckkrafter i elementet. Krafterna ger upphov till en kraftbåge som ger konstruktionen en viss bärförmåga, se figur 8.5. Detta förutsätter att de

horisontellt bärande elementen är tillräckligt styva för att tryckbågen ska kunna uppstå. [1]



Figur 8.5 Bågverkan uppstår i de horisontella bärverken direkt efter stödbortfall. Vid jämnt utbredd last uppstår en parabelformad tryckzon i bjälklaget. [1]

Man kan skilja mellan två fall inom bågverkan. Antingen antas att bjälklaget är styvt och deformationerna sker genom förskjutningar av stöden eller så antas att stöden är styva och deformationerna äger rum i bjälklagsdelarna. Beräkningarna skiljer sig något åt beroende på vilket av ovanstående antaganden som görs. [1]

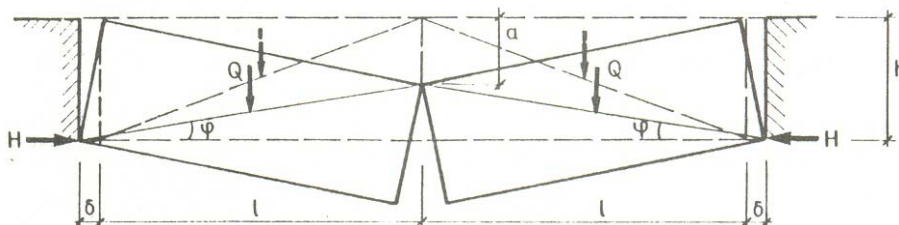
Bärförmågan hos element som utnyttjar bågverkan kan bestämmas ur en jämviktsberäkning. Förutsatt att det inte finns några dragkraftsöverförande förbindningar i anslutningarna kan bärförmågan beräknas som en funktion av den horisontella kraften H . enligt

$$R = 2H \cdot \tan(\varphi) \quad (8.2)$$

där φ är utböjningsvinkeln enligt figur 8.6

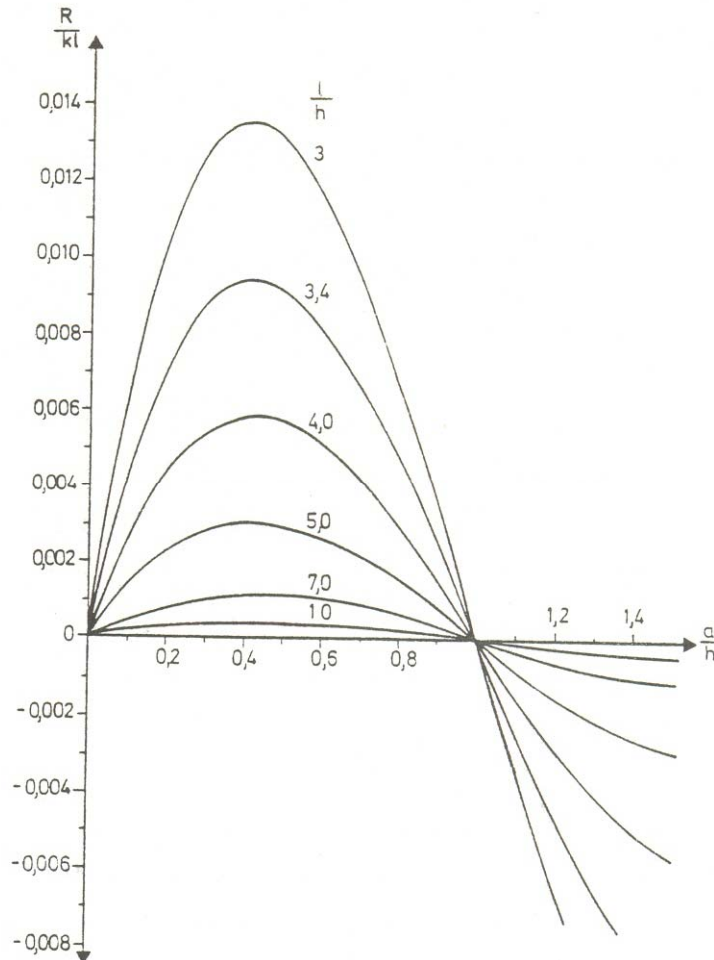
Ekvationen ovan är oberoende av om bjälklaget eller stöden anses oförskjutbara. Finns det dragkraftsöverförande förbindningar eller genomgående armering tas hänsyn till dessa genom att de införs i jämviktsberäkningarna. [1]

Vid det första antagandet, att deformationerna sker genom stödförskjutning och bjälklaget antas helt styvt, förutsätts att stöden har en konstant förskjutningsstyvhet k [1]. Med detta antagande kan den vertikala bärförmågan R beskrivas som en funktion av mittutböjningen a enligt figur 8.6



Figur 8.6. Bågverkan där bjälklaget antas styvt och deformationerna sker genom stödförskjutning, δ [1]

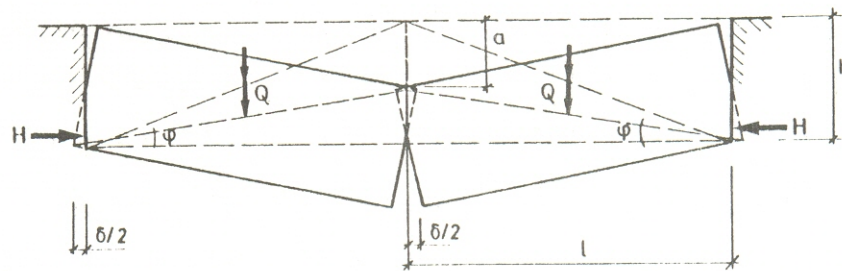
Figur 8.7 visar hur hållfasthetstillväxten ökar snabbt för att anta maximalt värde då a är $0.4h$, efter detta minskar bärförmågan snabbt och kommer då $a = h$ att ge ett genomslag som istället blir till en vertikalt pådrivande effekt [1].



Figur 8.7 Bärförmåga genom bågverkan som funktion av mittutböjningen a , där bjälklaget antas styvt och deformationerna sker i stöden [1]

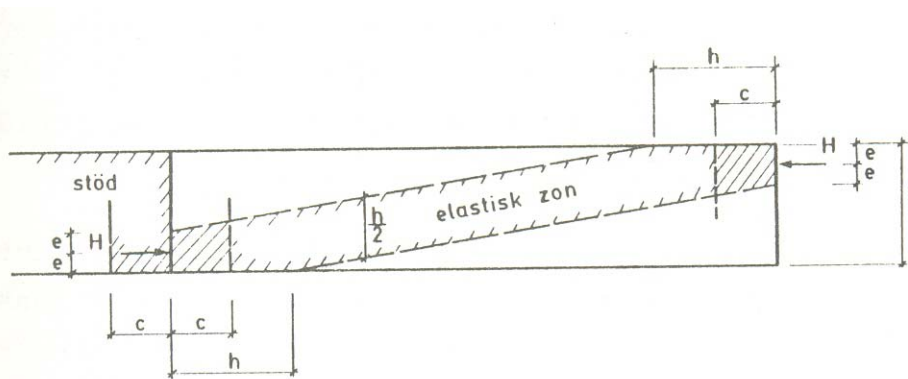
I det andra ytterlighetsfallet då deformationerna antas ske i bjälklaget och stöden antas styva, se figur 8.8, måste ytterligare antaganden göras angående bjälklagets deformationszoner. Initiellt kommer stora spänningskoncentrationer att uppträda vid de hörn av bjälklaget där den horisontella kraften angriper. Spänningarna kommer att ge upphov till lokala plastiska deformationer och spjälkning i dessa zoner, vilket reducerar den möjliga bärförmågan genom bågverkan. Genom observationer har den zon där de plastiska deformationerna uppstår uppskattats till en längd av $2.25x$, där x är betongens tryckzon. Av detta ges att den plastiska deformationszonen har längden c som beräknas genom

$$c = 0.5h \approx \frac{2.25x}{2} \quad (8.3)$$



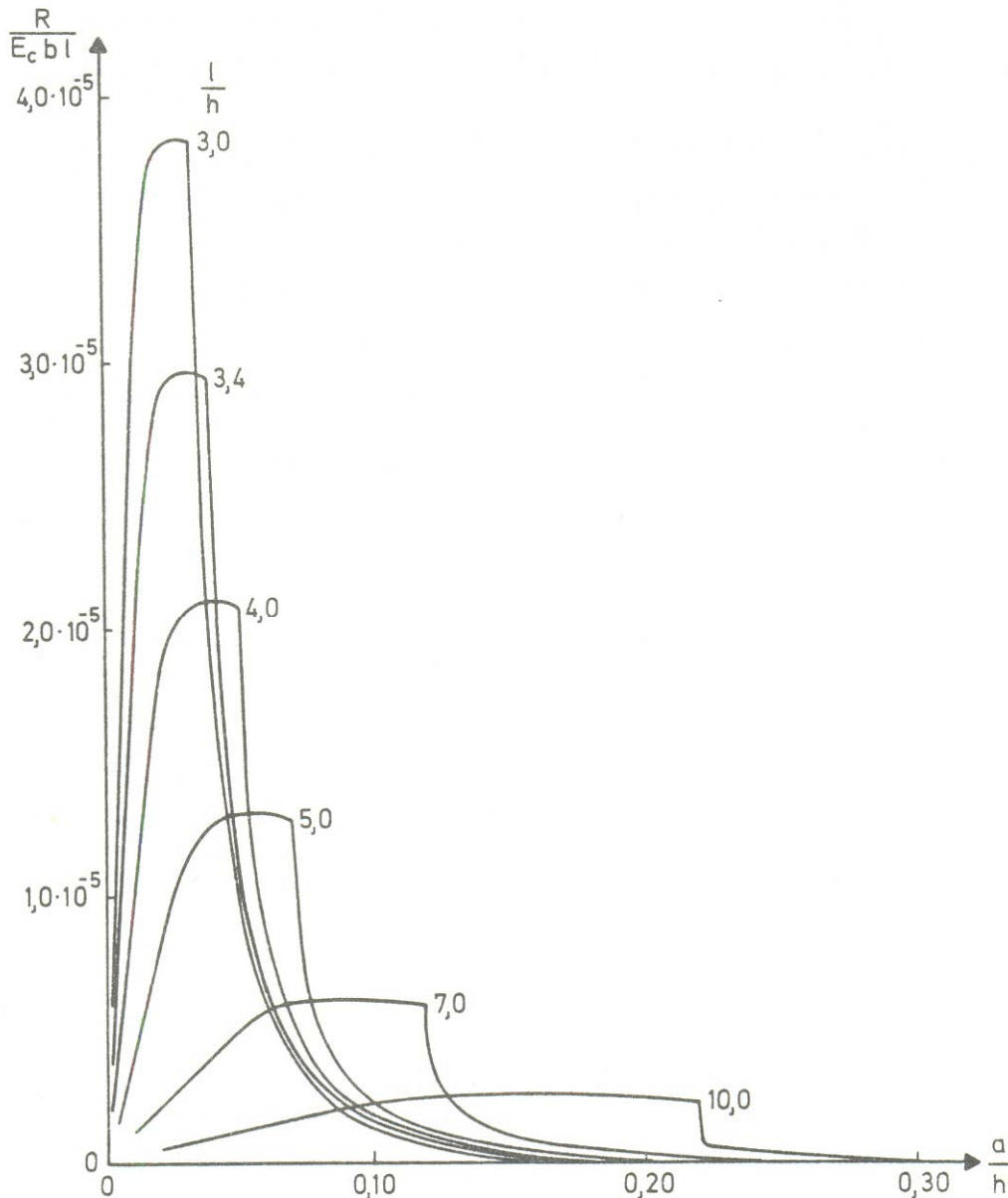
Figur 8.8 Bågverkan där deformationerna antas ske i bjälklaget och stöden antas styva [1]

Vidare görs antagandet att lika stora plasticeringszoner uppkommer i stöden som i bjälklaget, se figur 8.9. Resterande delar av bjälklagen antas enbart få elastiska deformationer. [1]



Figur 8.9 Längden c för de plastiska deformationszonerna för stöd och bärverk [1]

De arbetskurvor för betongen som används för beräkningsmetoderna motsvarar de som finns i *BBK*, med en viss skillnad. Brottöjningen är utökad till 5 ‰, mot den normala 3.5 ‰. Denna ändring grundar sig på att betongens verkliga arbetskurva har en neråtgående del där hållfasthet kan tillgodoräknas upp till 10 ‰ töjning men med hänsyn till betongens eventuella avspjälkning väljs 5 ‰. Med hjälp av ovanstående kan bjälklagets bärförmåga beräknas som en funktion av den vertikala mittutböjningen a som visas i figur 8.10. [1]



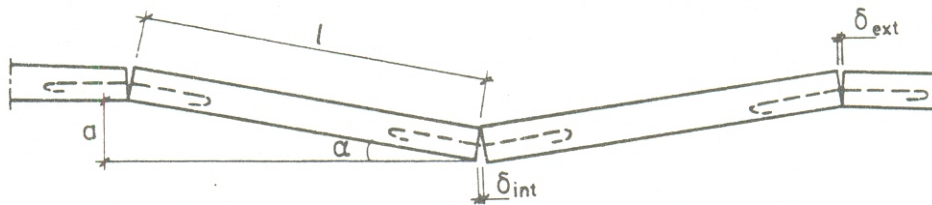
Figur 8.10 Bärförmåga genom bågverkan som funktion av mittutböjningen a för horisontella bärverk med varierande slankhet. [1]

8.4.2 Alternativa lastvägar genom fortsatt balkverkan

Med fortsatt balkverkan avses den bärförmåga som erhålls efter ett stödbortfall på grund av det horisontella bärverkets förmåga att motstå böjdeformationer. Fortsatt balkverkan kan uppnås i horisontella bärverk huvudsakligen genom god kontinuitet. När ett innerstöd slås ut kommer balken att få en avsevärt längre spännvidd och deformationsegenskaperna blir i stort sett beroende av bjälklagets rotationsstyvhet. Huvudsakligen beror de horisontella bärverkens fortsatta förmåga att verka som en balk på de dragkraftsöverförande sammanbindningar som finns mellan elementen. Finns det en stor förmåga att överföra dragkrafter kommer böjande moment att fortsatt kunna upptas i bärverket och det finns

möjlighet att utnyttja reservkapacitet. Storleken på bärförmågan som kan utnyttjas vid ett nytt jämviktsläge blir således helt beroende på mängden underkantsarmering som är kontinuerlig över innerstöd i horisontella bärande element, se figur 8.11. [1]

Det går att utskilja två olika fall, antingen finns en god kontinuitet i bjälklaget och deformationerna kommer att jämnas ut över ett större område eller är deformationerna koncentrerade till skarvarna mellan elementen. I det första fallet finns en god momentöverförande kapacitet och en god kontinuitet vilket gör att bjälklaget kommer att inta en jämn utböjningsform med stora deformationszoner. [1] I detta fall finns relativt god reservkapacitet för att utnyttja balkverkan. Däremot i elementbyggda stommar erhålls ofta inte lika god kontinuitet och deformationerna kommer här istället att uppträda koncentrerat till elementfogarna främst i form av vinkelförändringar, se figur 8.11 [1].



Figur 8.11 Fortsatt balkverkan efter stödbortfall genom dragkraftsöverförande förbindningar [1]

I fallet med elementbjälklag kan antas att all deformation äger rum i fogarna mellan elementen eftersom de har betydligt lägre styvhet än bjälklagsplattorna. Bjälklagen kan förutsättas rotera stelt och all deformation äger rum i den dragkraftsöverförande armeringen. På grund av dessa egenskaper bör det i praktiken vara omöjligt att uppnå ett utböjt jämviktsläge endast tack vare fortsatt balkverkan hos elementbyggda stommar. Trots detta faktum, att det inte kan bildas något jämviktsläge, är det tillåtet att vid dimensionering för att förhindra fortskridande ras tillgodoräkna det arbete som uträttas i anslutningarna mellan plattorna. Varje enskild effekt som bromsar upp utböjningarna bör utnyttjas tillsammans med andra reservbärningar. Balkverkan kommer i det här fallet att kunna utnyttjas så länge mittutböjningen $a \leq 2h$. Är utböjningen större kommer bärverksdelarna förlora kontakten med varandra och balkverkan går då inte längre att utnyttja. [1]

Bärförmågan R , då all deformation antas ske i fogarna, kan beskrivas som en funktion av normalkraften N i den dragkraftsöverförande armeringen. Bärförmågan kan även i det här fallet beskrivas med hjälp av en jämviktsbetraktelse och skrivs enligt följande [1]:

$$R = \frac{2}{l} [N(\delta_{ext})d_{ext} + N(\delta_{int})d_{int}] \quad (8.4)$$

$$\delta_{ext} = d_{ext} \cdot \frac{a}{l} \quad (8.5)$$

$$\delta_{\text{int}} = 2d_{\text{int}} \cdot \frac{a}{l} \quad (8.6)$$

där d_{ext} är den effektiva höjden för de yttre anslutningarna och d_{int} är den effektiva höjden vid den mellersta anslutningen, övriga beteckningar enligt figur 8.11

Förutsatt att hela utböjningsförloppet sker elastiskt utan att bjälklagstrimlan går till brott, beräknas det maximala inre arbetet genom en integration av nedböjningsförloppet [1]:

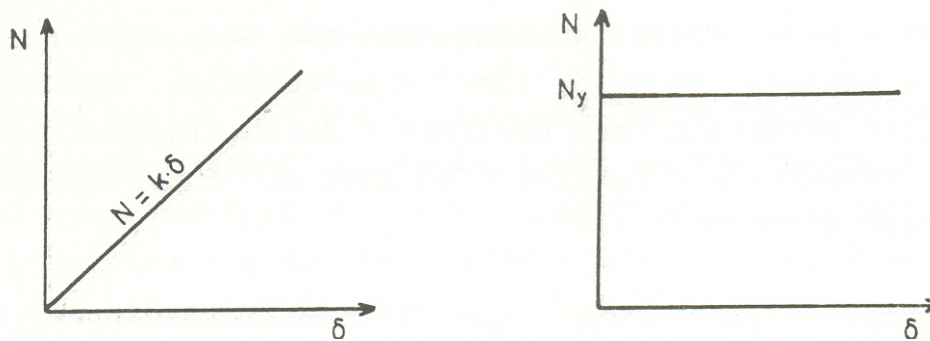
$$W_i = \int_0^{2h} \frac{2}{l} [N(\delta_{\text{ext}})d_{\text{ext}} + N(\delta_{\text{int}})d_{\text{int}}] da \quad (8.7)$$

Om förbindningarna istället plasticeras under utböjningsskedet kan istället det inre arbetet uppskattas inom ett övre och ett undre gränsvärde, där det undre värdet avser idealelastiskt förhållande och det övre idealplastiskt beteende. Se ekvation 8.8 och 8.9 samt figur 8.12.

$$W_{\text{int},el} = 4\left(\frac{h}{l}\right)^2 k(d_{\text{ext}}^2 + 2d_{\text{int}}^2) \quad (8.8)$$

$$W_{\text{int},pl} = \frac{4h}{l} N_y (d_{\text{ext}} + d_{\text{int}}) \quad (8.9)$$

där k är förbindningens styvhet



Figur 8.12 Elastisk respektive plastisk deformation [1]

Vid fallet då bjälklagen har god kontinuitet över stöden och de inte kan anses utgöra vecka punkter kommer deformationszonerna att få en större utbredning. Deformationszonernas verkningsätt kan då istället beskrivas som en kombination mellan böjande moment och rotation. [1] Denna typ av bjälklag kommer inte att studeras närmare i rapporten eftersom risken för fortskridande ras är betydligt mindre och lättare att förebygga jämfört med prefabricerade bjälklag.

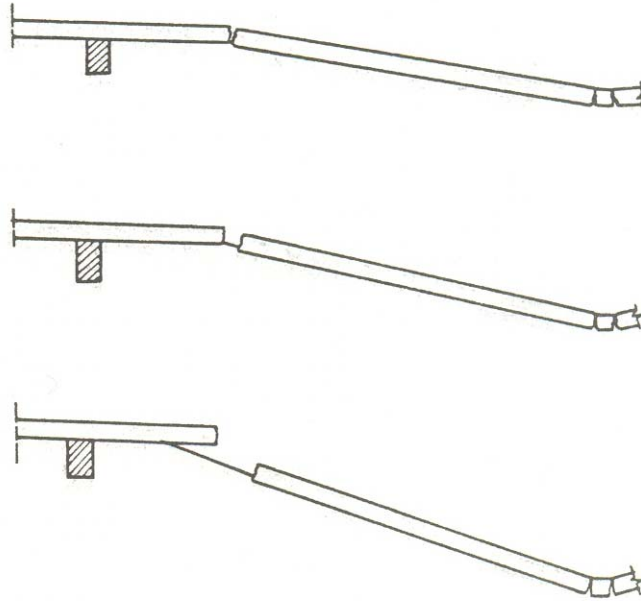
8.4.3 Alternativa lastvägar genom linverkan

Linverkan är den metod där det kanske finns störst möjligheter till en alternativ bäring av prefabricerade horisontellt bärande stomdelar. När bjälklagets deformationer har fortskridit så långt att de olika bjälklagsdelarna inte längre har kontakt med varandra blir de hängande i den förbindningsarmering samt eventuella genomgående armeringsstänger som binder samman bjälklagen. Anslutningarnas deformerbarhet och dess förmåga att överföra dragkrafter, tillsammans med omgivande stommes förmåga att ta upp dragkrafter, är avgörande faktorer för i vilken grad linverkan kan utnyttjas. Ytterligare en sidoeffekt, som främst gäller slanka bärverk, är att de vid stora deformationer kommer att sönderdelas i mindre delar, som sinsemellan är sammanbundna genom den längsgående armeringen i bjälklaget. I och med detta blir också den ordinarie längsgående armeringen genom plattan verksam och påverkar i vilken grad linverkan kan utnyttjas, se figur 8.13 [1] Den längsgående armeringen i plattan fungerar då som hängkablar tillsammans med förbindningsarmeringen. Tillsammans med bjälklaget bildar enheterna en ”hängmatta”.



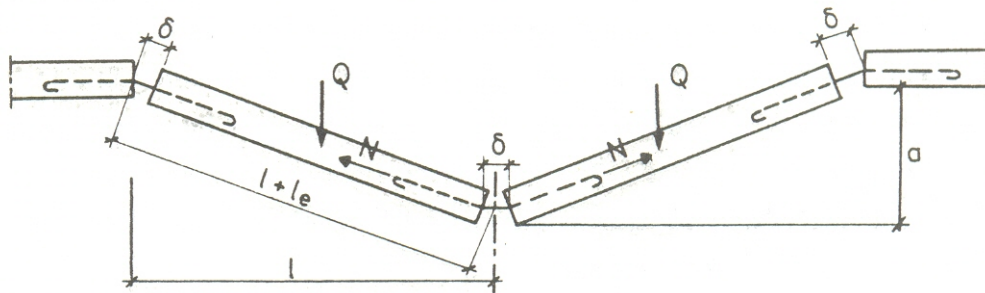
Figur 8.13 Linverkan i bärverksstrimla efter stödbortfall. Bärverksdelarna hänger i förbindningsarmeringen samt ordinarie längsgående armering [1]

För att linverkan effektivt ska kunna utnyttjas krävs att anslutningarna mellan olika horisontella bärverk har utformats väl med avseende på förankring, förankringslängd i bjälklaget och den aktuella risken för urdragning. Den längsgående armeringen kan även slitas ur vinkelrätt mot sin riktning om de horisontella krafterna är tillräckligt stora. Sker detta beror med största sannolikhet på att betongen har för dålig hållfasthet i täcksiktet, se figur 8.14. [1]



Figur 8.14 Förankringsbrott hos förbindningsarmering genom att den slits ut vinkelrätt mot sin längsriktning[1]

För att beräkna den extra bärförmåga som kan tillgodoräknas genom linverkan kan återigen jämviktsbetraktelse användas. Bärförmågan R beror av den vertikala delen av normalkraften N som överförs i armeringen mellan bjälklagsdelar och mittutböjningen a , se figur 8.15. Denna beräkningsmetod förutsätter att bjälklagsdelarna inte skadas ytterligare under hela utböjningsförloppet. [1]



Figur 8.15 Linverkan i ett horisontellt bärverk efter stödbortfall [1]

Bärförmågan R genom linverkan för ett bjälklag vid ett visst utböjningsläge enligt figur 8.15 ges av

$$R = 2N \sin(\alpha) \quad (8.10)$$

där α är bjälklagets utböjningsvinkel och N är dragkraften i förbindningarna vid aktuell förlängning.

Den vertikala mittutböjningen a beskrivs av

$$a = (l + l_e) \sin(\alpha) \quad (8.11)$$

Förlängningen δ antas lika i alla anslutningar och därmed ges

$$l_e = \frac{3}{2} \delta \quad (8.12)$$

Utböjningsvinkeln kan approximativt uttryckas som en funktion av förbindningarnas förlängning enligt följande

$$\sin(\alpha) \cong \sqrt{\frac{3\delta}{l}} \quad (8.13)$$

$$\delta \cong \frac{a^2}{3l} \quad (8.14)$$

Därmed erhålls följande approximativa uttryck för bärförmågan genom linverkan som funktion av mittutböjningen a

$$R = 2N \frac{a}{l} \quad (8.15)$$

För att beräkna den maximala bärförmågan R_u kan återigen energijämvtik användas [1].

$$W_{\text{int},u} = k_{ef} N_{\text{max}} \frac{a_u}{l} a_u \quad (8.16)$$

$$W_{\text{ext}} = 2ql \frac{a}{2} = qla \quad (8.17)$$

där k_{ef} ges av figur 8.2 och N_{max} är förbindningens brottlast

För att ett utböjt jämviktsläge ska kunna uppstå krävs således att följande villkor är uppfyllt

$$W_{\text{ext}} \leq W_{\text{int},u} \quad (8.18)$$

$$Q = ql \leq R_u \quad (8.19)$$

där R_u ges av

$$R_u = 2N_{\text{max}} \sqrt{\frac{3\delta_u}{l}} \quad (8.20)$$

Bärförmågan genom linverkan för ett bjälklag är således relativt enkel att kontrollera förutsatt att förbindningsarmeringens maximala dragkraft N_{max} , maximala förlängning δ_u och effektivitetsfaktor k_{ef} är kända. [1]

Det övre gränsvärdet för hur stora deformationer linverkan kan utnyttjas för beror till stor del på förbindningarnas maximala förlängning. Det är fullt möjligt att utnyttja armeringsstångens hela förankringslängd för att ge anslutningen ett så segt beteende som möjligt. På detta vis kan i princip bjälklagets deformation bli oändligt stor, det är bara förbindningsarmeringens förankringslängd som begränsar. [1] Beroende på typ av förbindning, dess utformning och på vilket sätt den förankras går det att anpassa egenskaperna för ett optimalt segt verkningsätt. Möjligheterna att utnyttja linverkan blir alltså beroende av anslutningens utformning och vilket material som har valts. Det kan också nämnas att dimensionen på förbindningarna påverkar egenskaperna, desto större tvärsnittsarea armeringsjärnen har desto högre blir segheten i förbindningen. [11]

9 Projektering med avseende på risken för fortskridande ras

9.1 Inledning

Det är lämpligt att redan i ett tidigt skede av projekteringen utreda hur risken för fortskridande ras behöver beaktas, eftersom det kan påverka både val av stomsystem och detaljlösningar [1].

En bedömning bör göras som tar hänsyn till dels sannolikheten för fortskridande ras, dels konsekvensen av en inträffad skada [1].

9.2 Bedömning av en byggnad med avseende på läge, våningsantal och användning

Det primära i syftet med att förebygga fortskridande ras är att undvika personskador. Risken för personskador beror på byggnadens läge, konstruktion och användning. En bedömning måste därför göras från fall till fall. [1]

Tabellerna 9.1-9.3 innehåller bedömningssiffror som visar en byggnads relativa risknivå med avseende på fortskridande ras. I tabellerna anges de olyckslaster som anses vara de mest sannolika att drabba en viss typ av byggnad. För att beskriva olika typer av olyckslaster används följande beteckningar: [1]

- E_i Inomhusexplosion
- E_u Utomhusexplosion
- E_s Explosion av sprängämne vid byggnadsdelar
- P Påkörning av fordon
- F Flygplansolyckor
- B Rasinitierande brandpåverkan
- S1 Stötar från kranburna föremål
- S2 Stötar från sprängsplitter
- D Sättningar
- J Jordbävning
- Ö Översvämning

9.2.1 Byggnadens läge

Beroende på en byggnads läge varierar risken för olika olyckslaster. Vilken olyckslast en byggnad riskerar att utsättas för med hänsyn till läge hänger samman med följande faktorer [1]:

- Påkörningsrisk ökar med närhet till trafikleder.
- Explosionsrisk kan öka med närhet till industrier beroende på dels verksamheten i industrin, dels transporter av explosivt gods.
- Risk för flygplansolyckor ökar med närhet till flygfält, i första hand för byggnader belägna i en start- eller landningsbanas förlängning.
- Risk för sättningar ökar för byggnader grundlagda på svårbedömd mark. Är marken väldigt svårbedömd kan sådana sättningar uppträda att de bör betraktas som olyckslast. Särskild hänsyn bör tas om grundundersökningen inte gjorts tillräckligt omfattande.

Tabell 9.1 Bedömningssiffror med avseende på byggnadens läge [1]

Läge	Bedömningssiffra	Exempel på befarade olyckspåverkningar
Skyddat	1	E _i
Normalt	2	E _i , P
Utsatt	3	E _i , E _u , P, F, S2, D

9.2.2 Byggnadens våningsantal

Antal våningar i byggnaden inverkar på både risken för och konsekvensen av ett fortskridande ras. Har byggnaden många våningar ökar antalet rumsenheter som kan drabbas av olyckslaster. Ett fortskridande ras blir mer omfattande i en hög byggnad där också ett större antal människor riskerar att drabbas. [1] I den svenska normen är villkor a utformat efter antalet våningar i en byggnad, se kapitel 3 avsnitt 1.4.

Tabell 9.2 Bedömningssiffror med avseende på byggnadens våningsantal [1]

Våningsantal	Bedömningssiffra	Exempel på befarade olyckspåverkningar
1	1	E _i , P
2-4	2	E _i , P, S1
>4	3	E _i , P, B, S1, D

9.2.3 Byggnadens användning

Byggnadens funktion spelar stor roll vid riskbedömning med hänsyn till fortskridande ras. Tabell 9.3 visar olika byggnadskategoriernas risknivå med avseende på fortskridande ras.

Tabell 9.3 Bedömningssiffror med avseende på byggnadens användning [1]

Byggnadstyp enligt SCB			Säkerhetsklass	Exempel på befarade olycks-påverkningar	Bedömnings-siffra
Grupp	Under-grupp	Benämning			
11		Småhus	2	E _i	1
12		Flerbostadshus	3	E _i , P	3
21		Fabriksbyggnader			
	212	Envånings	2 (3)	E _i , P	1
	213	Övriga	3 (2)	E _i , P	2
22		Lantbruksbyggnader	1 (2)	P	1
23		Kontors- och förvaltningsbyggnader	3	E _i , E _s , P	3
24		Butiks- och lagerbyggnader			
		Butiker	3	P (E _s)	3
		Lager	2 (3)	P	1
25		Vårdbyggnader	3	E _i	3
26		Forskning och undervisningsbyggnader	3	E _i (E _s), S1	3
27		Hus för samlingslokaler			
	271	Kyrkobyggnader	3	E _s	3
	272	Teater-, konst- och biografbyggnader	3	E _s	3
	273	Idrotts- och motionsbyggnader	3	P	3
	279	Övriga samlingslokaler	3	E _i	3
28		Logibygnader	3	E _i , E _s , P	3
29		Övriga lokalhus			
	291	Vänthallar	3	E _s , P	2
	292	Garage	2 (3)	E _i , P, B	1
	294	Bensinstationer			
		Bilservice	2	E _i , P, B	1
	299	Övriga	2 (3)	E _i , E _s , P	2
31		Förädlingsanläggningar			
	311	Kraftverk	3	E _s , S1, Ö, J, D	3
	312	Petrokem anläggning	3	E _i , E _s , E _u , P	3
	319	Övriga	3 (2)	E _i , E _s , E _u , P	2
	393	Parkeringsanläggningar	2 (3)	E _i , E _s , P	1

9.2.4 Sammanfattning av bedömningen

Tabellerna 9.1-9.3 kan utnyttjas vid fortsatt projektering på följande sätt [1]:

- Om ingen av bedömningssiffrorna är högre än 1 tyder det på att risknivån är låg. Vid den fortsatta projekteringen behöver ingen hänsyn tas till risken för fortskridande ras.
- Om ingen av bedömningssiffrorna är högre än 2 måste konstruktören bilda sig en uppfattning om hur stor sannolikheten är att någon av olyckslasterna inträffar och vilka konsekvenserna blir. Med detta i beaktande fattas ett beslut om hur hänsyn ska tas till fortskridande ras vid den fortsatta projekteringen.
- Om någon av bedömningssiffrorna är lika med 3 ska hänsyn tas till fortskridande ras vid den fortsatta projekteringen.

Projektering med hänsyn till fortskridande ras kan vara aktuellt om någon av bedömningssiffrorna är 2 eller högre. Ett alternativ är att redan i detta skede göra ändringar i projektet så att lägre bedömningssiffror erhålls. Tänkbara alternativ är att flytta byggnaden till ett mer skyddat läge eller att minska antalet våningar. [1]

9.3 Val av stomsystem

Om bedömningen enligt avsnitt 9.2 visar att hänsyn till fortskridande ras behöver tas så kan det komma att påverka valet av stomsystem. Olika stomsystems förmåga att motstå fortskridande ras beskrivs i kapitel 5. Tabell 9.4 beskriver olika stomsystems förmågor att motstå fortskridande ras till följd av en viss olyckslast. Skalan är graderad från 1-3 där siffran 1 anger lägsta och siffran 3 högsta motståndsförmåga. Tabellen hänvisar till figurer från kapitel 5.

Tabell 9.4 Olika stomsystemers förmåga att motstå fortskridande ras till följd av olika olyckslaster [1]

Typ av olyckslast	Stomtyp										
	Pelarestommar enligt figur 5.1					Väggstommar enligt figur 5.2					
	1	2	3	4	5	a	b	c	d	e	f
E _i	2	3	3	2	2	3	2	2	2	1	1
E _s	1	2	2	1	2	3	3	2	3	2	2
E _u	2	3	3	2	2	2	2	1	2	1	1
P	1	2	2	1	2	3	3	2	3	1	2
F	1	2	2	1	2	3	2	1	2	1	1
S1	1	2	2	1	2	3	3	2	3	2	2
S2	1	2	2	1	2	3	3	2	3	2	2
D	3	2	1	3	2	3	2	2	2	2	2
B	3	2	1	3	2	2	2	2	3	2	3
J	1	2	2	1	1	2	2	1	2	1	1

Avsikten med tabellen är att ge ledning om hur mycket arbete som krävs vid dimensionering mot fortskridande ras. Väljs en stomme med låg siffra kommer sannolikt mer dimensioneringsarbete att krävas till skillnad från om en stomme med hög siffra väljs. [1]

Flera faktorer när det gäller utformning av detaljer kan påverka bedömningssiffrorna [1]:

- Utformning av anslutningar
- Val av stabiliseringssystem för pelarestommar
- Infästning av och hållfasthet hos mellanväggar (Siffrorna i tabellen svarar mot ungefär mellanväggar av gipsskivor på stål- eller träregelstomme med normal infästning.)

9.4 Val förebyggande åtgärder

För att förhindra fortskridande ras bör man ta ställning till hur det valda stomsystemet bör klara av en eventuell olyckslast. Kapitel 6 beskriver fyra principiellt olika åtgärder för att förhindra att ett fortskridande ras uppstår. De kan sammanfattas på följande sätt:

- Indirekt dimensionering där byggnaden ges en god sammanhållning. Knutpunkter dimensioneras för ett schablonvärde, i Sverige 20 kN/m, som antas räcka för att bilda alternativa lastvägar. Någon mer kontroll utförs ej.

- Olyckslasten hindras från att påverka byggnaden. Metoden är dock svår att tillämpa i många fall. Exempel på en åtgärd är att placera en byggnad på ett avstånd från en trafikled som är större än den beräknade inbromsningssträckan för fordon.
- Dimensionera konstruktionsdelar för att kunna motstå aktuella olyckslaster. En sådan dimensionering ger ofta stora dimensioner och kan därför vara svår att tillämpa praktiskt. Det är även svårt att bestämma storlek och läge för en olyckslast. Element som kan tänkas dimensioneras på detta sätt är pelare och balkar.
- Acceptera en primär skada och dimensionera konstruktionen på ett sådant sätt att alternativa lastvägar kan bildas. Metoden ger ofta en hög motståndsförmåga mot fortskridande ras.

Varje nytt projekt har unika egenskaper och förutsättningar vilket gör att val av metod beror till stor del på projektets karaktär.

Om möjligt är det givetvis mest lämpligt att hindra olyckslaster från att påverka byggnaden förutsatt att det kan ske utan alltför opraktiska eller kostsamma lösningar [1].

I Sverige ingår i varje större projekt indirekt dimensionering, kallad ”schablonmetoden”, för att erhålla god sammanhållning [16]. Om det inte är möjligt att hindra olyckslaster från att påverka byggnaden återstår det att välja mellan dimensionering för en viss olyckslast eller acceptera en primär skada och se till att alternativa lastvägar kan bildas.

Pelarstommar förekommer ofta med stora spännvidder vilket gör att det kan vara svårt att åstadkomma alternativa lastvägar. I sådana fall kan det innebära att enda möjligheten är att dimensionera för aktuell olyckslast för att kunna begränsa det primära skadeområdet. För vissa byggnader är det inte praktiskt möjligt med den storlek på pelarna som en direkt dimensionering kräver. I så fall kan en primär skada accepteras om det totala skadeområdet inte överstiger 150 m². [1]

I väggstommar är ofta spännvidderna mindre än i pelarstommar och de enskilda konstruktionsdelarna har mindre motståndsförmåga mot många typer av olyckslaster. I väggstommar är det därför lämpligt att acceptera en primär skada. Även alternativa lastvägar bildas enklare i väggstommar än i pelarstommar. [1]

Tabell 9.5 visar vilken av de två senaste metoderna – förhindra olyckslaster eller acceptera en primär skada – som är lämpligast att utföra på pelar- och väggstommar för att förhindra fortskridande ras. I tabellen visar ”+” att metoden är lämplig och ”-” att metoden är mindre lämplig.

Tabell 9.5 Lämplig metod att använda för att motverka fortskridande ras i pelar- och väggstommar till följd av olika aktuella olyckslaster. Metod 1 anger dimensionering för aktuell olyckslast och metod 2 accepterade av primär skada. [1]

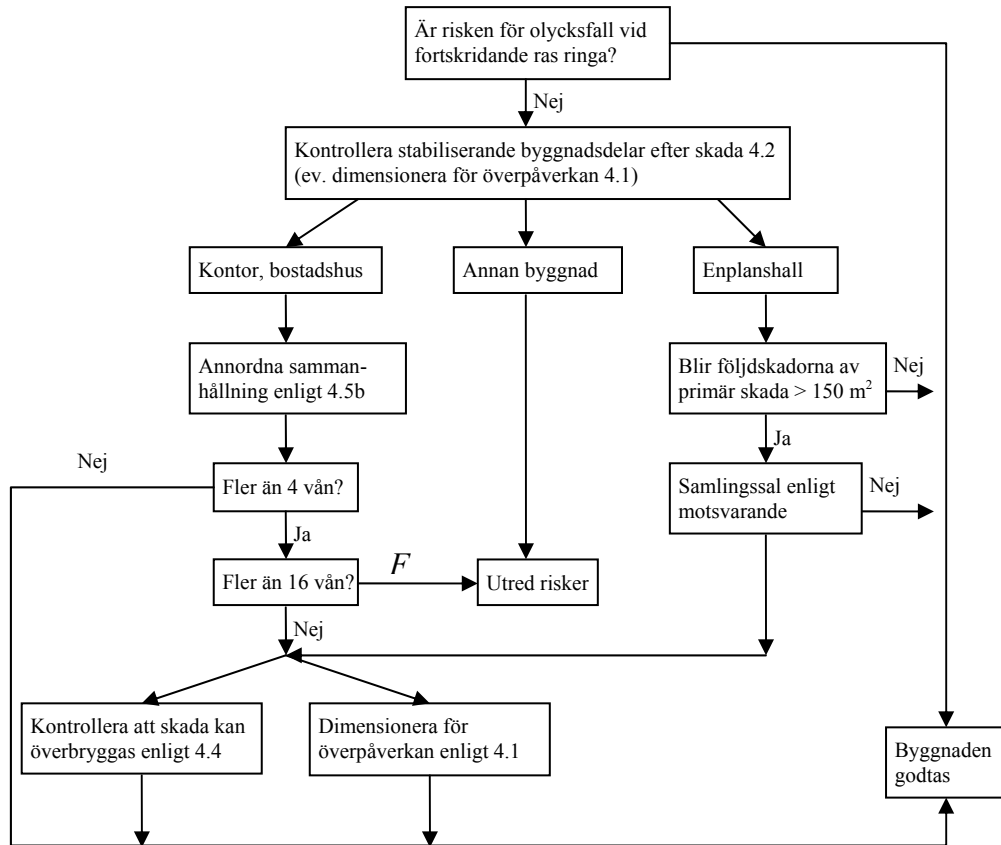
Typ av olyckslast	Pelarstommar		Väggstommar	
	Metod		Metod	
	1	2	1	2
Invändig gasexplosion	+	-	-	+
Sprängämnesexplosion	-	+	-	+
Utomhusexplosion	+	-	+	-
Påkörning av fordon	+	+	-	+
Flygplansolyckor	-	+	-	+
Stötar från kranburna föremål	+	-	+	+
Stötar från sprängsplitter	+	-	+	-
Sättningar	-	+	-	+
Brandpåverkan	+	+	+	+
Jordbävning	+	-	+	-

Ibland kan det vara lämpligt att kombinera metod 1 och 2. För exempelvis en byggnad som består av bostadsvåningar med väggstomme som bärs upp av en pelarstomme i gatuplanet, kan en primär skada accepteras i väggstommen medan pelarstommen dimensioneras för aktuell olyckslast. [1]

9.5 Projekteringsgång

För att uppnå hög säkerhet mot fortskridande ras kan det vara lämpligt att kombinera bedömning av en byggnad med hänsyn till läge, våningsantal och användning med figur 9.1 som visar arbetsgången vid projektering med hänsyn till fortskridande ras.

Hänvisningarna i figuren hänför sig till Boverkets handbok [6]: ”Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast”.



Figur 9.1 Flödesschema som visar arbetsgången vid projektering med hänsyn till fortskridande ras [12].

10 Detaljanalys av Tyrénshuset i Malmö med hänsyn till risken för fortskridande ras

10.1 Inledning

Detaljanalysen syftar till att kontrollera om Tyrénshuset i Malmö uppfyller kraven med avseende på två dimensioneringsmetoder, indirekt dimensionering och direkt dimensionering, se kapitel 6.

Tyrénshuset är dimensionerat för villkor b i BSDO 94, vilket kallas schablonmetoden. Den indirekta dimensioneringen blir därför mer en kontroll om den utförda dimensioneringen enligt schablonmetoden är korrekt utförd.

Någon direkt dimensionering är inte utförd på Tyrénshuset i Malmö. Den direkta dimensioneringen blir således ett exempel på hur en byggnad kan kontrolleras för att undersöka om alternativa lastvägar kan bildas efter att en primär skada uppstått, se avsnitt 6.4.2.

10.2 Förutsättningar

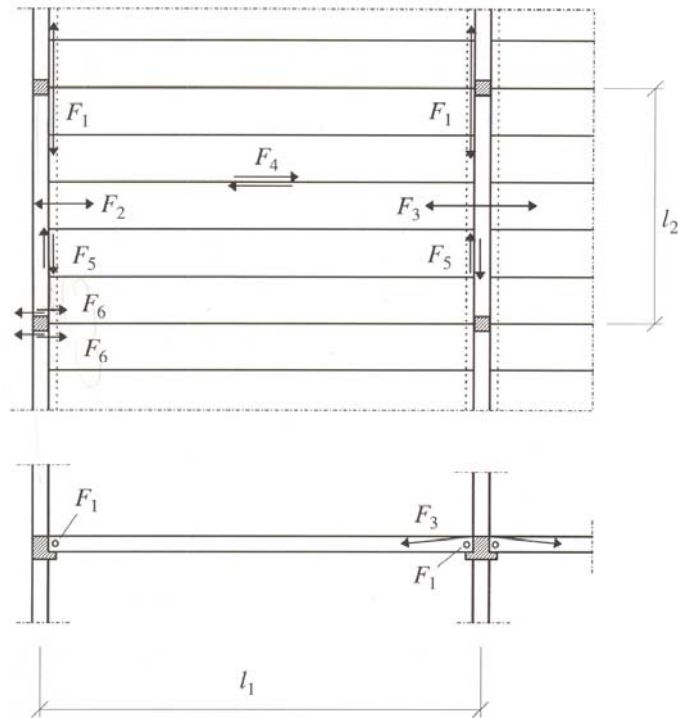
Här förklaras endast generella förutsättningar. Andra förutsättningar anges i anslutning till den beräkning där de används.

BKR 2003, avsnitt 2:115, anger att γ_n får sättas till 1.0 oavsett säkerhetsklass vid dimensionering med hänsyn till olyckslast och till risken för fortskridande ras. Vid beräkningar används därför materialens karakteristiska hållfasthetsvärden. Hållfasthetsvärden för stål respektive betong är hämtade ur BSK 99 och BBK 04.

Vid den direkta dimensioneringen är lasterna framtagna enligt lastkombination 6, som ska tillämpas efter en lokal skada för resterande delen av konstruktionen

10.3 Indirekt dimensionering

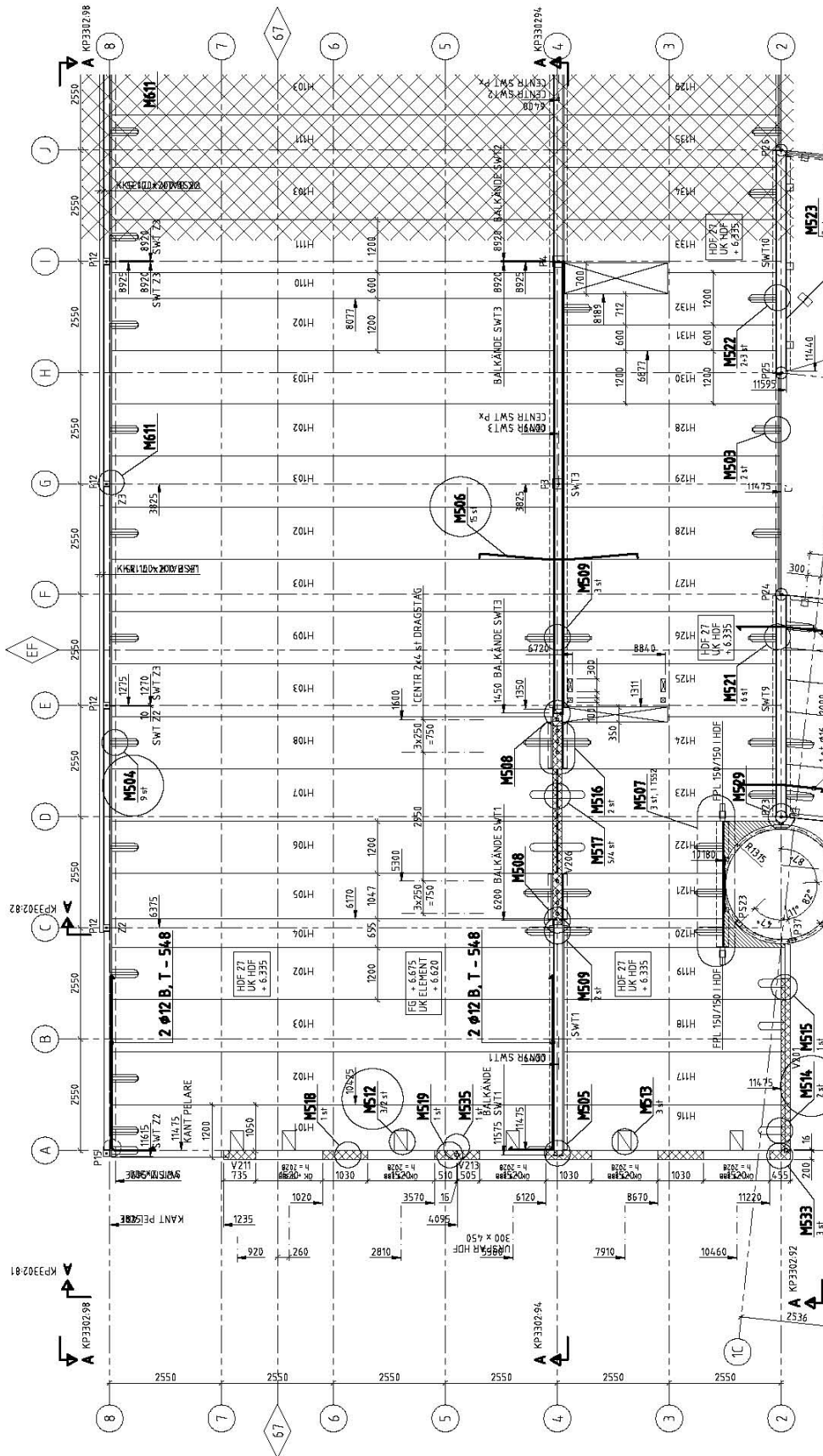
Fyra anslutningar, M504, M506, M512 och M514, kontrolleras för villkor b i BSDO 94. Anslutningarna i Tyrénshuset ska klara 20 kN/m i riktningarna enligt figur 10.1 för att villkoret ska vara uppfyllt.



Figur 10.1 Sammanhållande drag- och skjuvkrafter i bjälklagets plan [6]

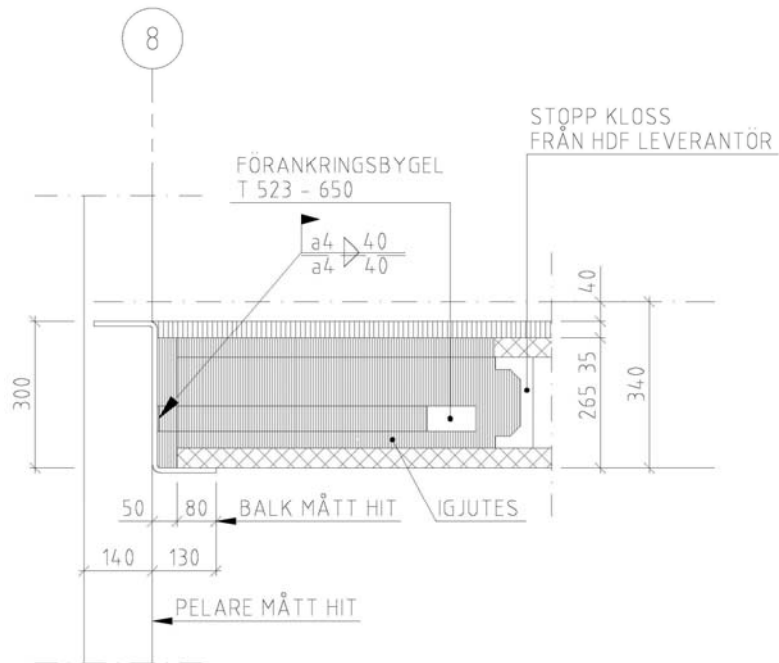
Tyrénshuset i Malmö är dimensionerat för krafterna F_1 - F_4 , enligt figur 10.1. I rapporten kommer även en kontroll utföras som visar om de sammanhållande krafterna F_5 och F_6 är tillräckligt stora för att uppfylla schablonkravet 20 kN/m i två vinkelräta riktningar. I figur 10.2 är de fyra anslutningar som ska kontrolleras inringade.

I avsnitt 10.3.1 redovisas anslutning M504. Beräkningarna i den direkta dimensioneringen är i stort sett lika varandra, därför redovisas i avsnitt 10.5 endast resultaten för de resterande kontrollerna. För redovisning av beräkningarna se appendix A.

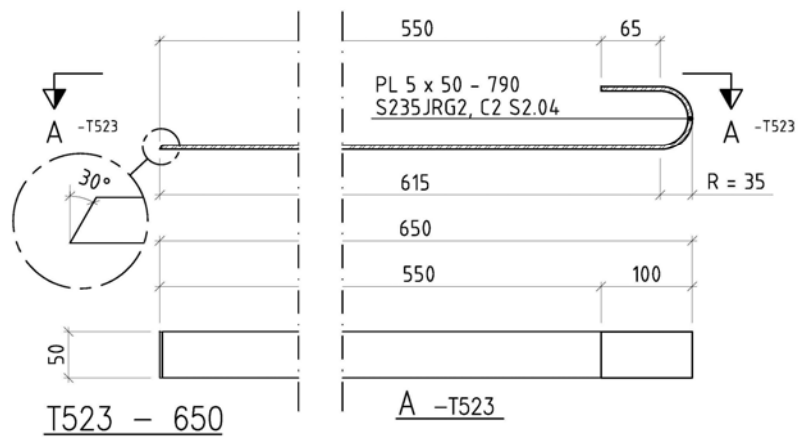


Figur 10.2 Del av planritning över Tyrénshuset, plan 2, med de detaljer som ska kontrolleras vid den indirekta dimensioneringen inringade [17]

10.3.1 Anslutning M504



Figur 10.3 Detalj M504, anslutning mellan bjälklag och fasadbalk i linje 8 [17]



Figur 10.4 Detalj över förbindningen, M504 [17]

Kraft att kontrollera enligt figur 10.1: F_2

Dimensionerande kraft blir

$$F_{2sd} = l_2 \cdot 20 \text{ kN/m} = 48 \text{ kN}$$

där l_2 (2.4 m) är bredden för två bjälklagsplattor.

Material

Förbindning: S235

Igjutningsbruk: K30

Kontroll av svetsförbandets kapacitet

$$f_{uk} = 340 \text{ MPa}$$

$$f_{euk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\varphi = 0.9$$

$$d = a = 4 \text{ mm}$$

$$l = 2 \cdot 40 \text{ mm}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Enligt BSK 99, avsnitt 6:32, ges svetsförbandets bärförmåga av

$$f_{euk} \geq f_{uk} \Rightarrow f_{wd} = \frac{\varphi \sqrt{f_{uk} f_{euk}}}{1.2 \gamma_n} = \frac{0.9 \sqrt{340 \cdot 500}}{1.2} = 309.2 \text{ MPa}$$

$$F_{R\alpha} = \frac{d l f_{wd}}{\sqrt{2 + \cos 2\alpha}} = \frac{0.004 \cdot 2 \cdot 0.040 \cdot 309.2 \cdot 10^3}{\sqrt{2}} = 70.0 \text{ kN}$$

$F_{R\alpha} > F_{2Sd} \Rightarrow$ Svetsförbandet klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av förbindningens dragkraftskapacitet

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = b \cdot h = 250 \text{ mm}^2$$

BSK 99, avsnitt 6.22, ger

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yd} = 250 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 58.8 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} > F_{2Sd} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av förbindningens förankring

$$l = 615 \text{ mm}$$

$$\eta = 0.9$$

$$f_{ct} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$A_s = A_{gr_s} = 250 \text{ mm}^2$$

$$O_{PL5x50} = 2(b+h) = 110 \text{ mm}$$

$$\xi = 90$$

Enligt BBK 04, avsnitt 3.9.1.2, ges vidhäftningsspänningen genom av

$$f_b = \eta f_{ct} = 0.9 \cdot 1.60 = 1.44 \text{ MPa}$$

Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger förankringskraften:

$$F_b = O_{PL5x50} l f_b = 0.110 \cdot 0.615 \cdot 1.44 \cdot 10^3 = 97.4 \text{ kN}$$

I BBK 04, avsnitt 3.9.1.5, ges förankringskraften genom inverkan av ändankare:

$$F_a = A_s \xi f_{ct} = 250 \cdot 10^{-6} \cdot 90 \cdot 1.60 \cdot 10^3 = 36 \text{ kN}$$

Enligt BBK 04, avsnitt 3.9.1.1 kan man vid kombination av förankring flera typer av förankring inte tillgodoräkna full samverkan mellan de olika komponenterna. Vid kombination kan man utnyttja inverkan av hela den största och hälften av de övriga av de ingående komponenterna. Detta ger i det aktuella fallet följande krav

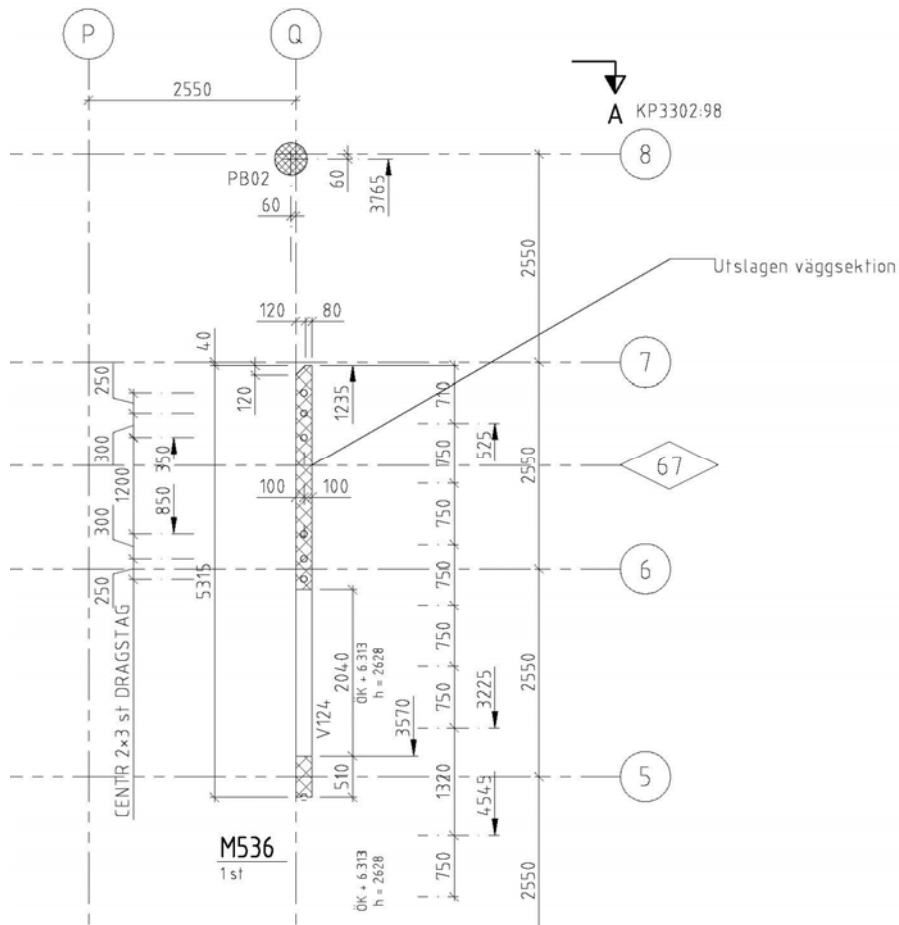
$$\sum F_f = F_b + \frac{1}{2} F_a = 97.4 + \frac{1}{2} 36 = 115.4 \text{ kN}$$

$\sum F_f > F_{2sd} \Rightarrow$ Förbindningens förankring klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

10.4 Direkt dimensionering

Följande avsnitt visar hur man kan gå till väga vid en direkt dimensionering, genom alternativa lastvägar, av en byggnad. Om byggnaden klarar den direkta dimensioneringen så är villkor a i BSDO 94 uppfyllt.

Två primära skador, var för sig, antas: dels att en pelare i linje 8 har mist sin bärförmåga dels att det stabiliserande elementet i linje Q har mist sin bäring.

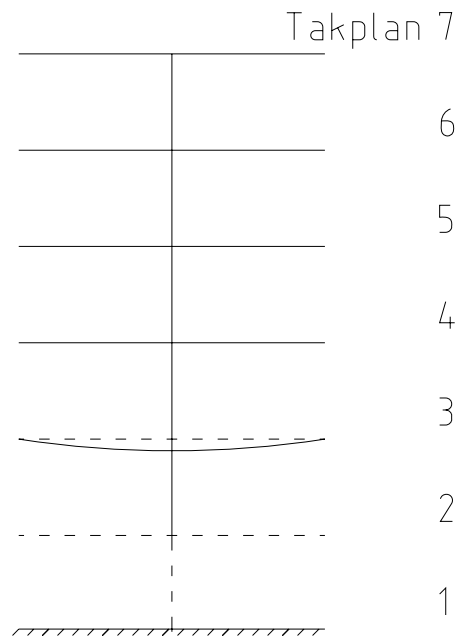


Figur 10.5 Del av planritning, plan 1 del 2, som visar det stabiliserande elementet och i vilken linje en pelare antas utslagen [17]

10.4.1 Förlorad bärförmåga för en pelare i fasaden

I det första olycksfallet antas att en pelare i linje 8, enligt figur 10.2, förlorat sin bärförmåga. Pelaren på bottenvåningen antas helt ha förlorat sin bärförmåga utan att påverka resten av konstruktionen. På pelarna ligger en fasadbalk av typ Z300, som i sin tur bjälklagsplattorna vilar på. Fasadbalkarna spänner över en längd av tre pelare i linje 8, se figur 10.2. Den utslagna pelaren antas vara belägen vid en skarv mellan två balkar. Detta gör att skruvförbandet som balkarna är skarvade med kommer att utsättas för stora påfrestningar och detta bedöms vara det värsta scenariot.

När pelaren i bottenplanet slås ut antas fasadbalken i plan 2 förlora sitt upplag och bjälklagsplattorna rasar ned i det förlängda spannet. Fasadbalken i plan 3 får då fördubblad spännvidd och måste således kontrolleras för det nya lastfallet, se figur 10.6. Den kritiska punkten kommer i första hand att vara skruvförbandet som hamnar i fältmitt och utsätts för maximalt fältmoment.



Figur 10.6 Sektion av den bärande stommen i norrfasad

Kontrollen syftar till att i första hand kunna fastställa om alternativa lastvägar kan uppnås genom tillämpning av linverkan, efter det pelaren i bottenplanet har mist sin bärförmåga.

Laster

Tabell 10.1 Laster som verkar på bjälklagen

Lastkombination 6		
Byggnadsdel	Egenvikt (kg/m²)	Last (kN/m²)
HDF-bjälklag	370	3.63
Golvbeläggning, installationer m.m.	100	0.98
Takterrass	500	4.91
Snölast ($\varphi=0.6, \mu=0.8$)	-	0.8
Nyttig last (2). Samlingslast)		
Bunden lastdel ($\varphi=1$)	-	1.0
Fri lastdel ($\varphi=0.5$)	-	1.5
Nyttig last (5. Speciella laster)		
Bunden lastdel ($\varphi=1$)	-	-
Fri lastdel ($\varphi=0.5$)	-	2.0

Dimensionerande last på bjälklag 2-5:

$$q_{d,1-5} = 1.0(3.63 + 0.98) + 1.0(1.0 \cdot 1 + 1.5 \cdot 0.5) = 6.35 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{d,1-5} = 6.35 \cdot 5.1 = 32.4 \text{ kN/m}$$

Last på bjälklag 6:

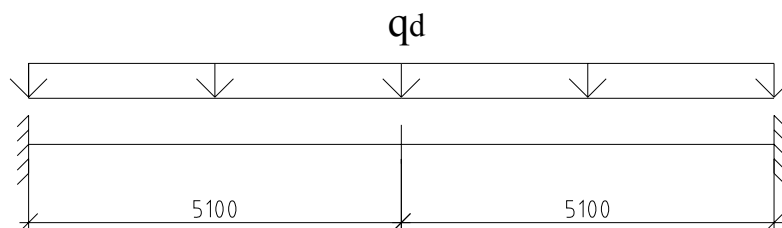
$$q_{d,6} = 1.0(3.63 + 4.91)5.1 + 1.0(0.6 \cdot 0.8 + 0.5 \cdot 2.0)5.1 = 10.02 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{d,6} = 10.02 \cdot 5.1 = 51.1 \text{ kN/m}$$

Last från plan (tak) 7 är inte aktuellt i detta fall

Beräkning av dimensionerande krafter

Varje balk är upplagd på tre pelare och inspänd till dessa genom skruvförband. I det aktuella fallet då pelaren har mist sin bärförmåga behandlas balken som fast inspänd i sina ändar och skruvförbandet hamnar då i fältmitt, se figur 10.7.



Figur 10.7 Modell av fasadbalken

Kombination av elementarfall

$$V_{Sd} = \frac{qL}{2} = \frac{32.4 \cdot (2 \cdot 5.1)}{2} = 165.2 \text{ kN}$$

$$M_{Sd, stöd} = \frac{qL^2}{12} = \frac{32.4 \cdot 10.2^2}{12} = 280.9 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd, fält} = \frac{qL^2}{24} = \frac{32.4 \cdot 10.2^2}{24} = 140.5 \text{ kNm}$$

Material

Materialdata och kapaciteter är hämtade från tillverkaren [18]. De är här angivna utan säkerhetsklass.

SWT Z300

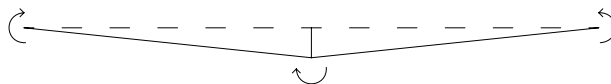
$$M_{Rd} = 178.8 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 684.0 \text{ kN}$$

Det kan konstateras att momentkapaciteten överstigs över stöd för fasadbalken. Den kommer att överskrida sin flytspänning och deformationerna är inte längre proportionella mot lasten. I fält är balken skarvad med ett skruvförband och kan egentligen inte ses som kontinuerlig. Således måste en kontroll utföras för att avgöra om alternativa lastvägar genom linverkan kan uppnås i balken och då ge ett utböjt jämviktsläge.

Bärförmåga genom linverkan

Med hjälp av beräkningsmetoderna för linverkan i kapitel 8.4.3 görs här ett försök att applicera ekvation 8.20 på stål istället för betong. Förutsättningar för att detta ska gå att tillämpa är att bjälklagsdelarna kan betraktas som styva i förhållande till knutpunkterna. Detta kan anses vara uppfyllt eftersom balken är skarvad med ett skruvförband som har betydligt lägre kapacitet än grundmaterialet. Dessutom är förbandet förlagt till balkens överfläns och detta ger inget större motstånd då pelaren tappar sin bärförmåga utan en led kommer att bildas i mitten av balken. Även vid balkens upplag kommer leder att uppstå i materialet eftersom de har en sänkt kapacitet på grund av bultförbandet i balkens dragna fläns, se figur 10.8. För vidare uppgifter om skruvförbandets utformning och geometri se appendix A4, figur A.10.



Figur 10.8 Leder som antas bildas i balken med förlängda spännvidder

För att kunna använda ekvation 8.20 måste ett samband mellan normalkraften i förbindningen och dess förlängning vara känt. Något sådant finns inte för det aktuella skruvförbandet utan en uppskattning måste göras. Däremot går det att räkna ut skruvförbandets skjuvkraftskapacitet. Genom att använda skruvförbandets maximala skjuvkraftskapacitet, vilken i ekvation 8.20 motsvaras av N_{max} , och låta förbandets brottförlängning variera kan man uppskatta balkens bärförmåga q_{max} som en funktion av förbandets brottförlängning δ_{max} , se figur 10.9. Maximal bärförmåga genom linverkan ges enligt avsnitt 8.4.3 av

$$R_u = 2N_{max} \sqrt{\frac{3\delta_u}{l}}$$

Skruvförbandets skjuvkraftskapacitet

Material

M20 8.8

$$f_{bud} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_{ud} = 490 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 314.2 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_s = d = 20 \text{ mm}$$

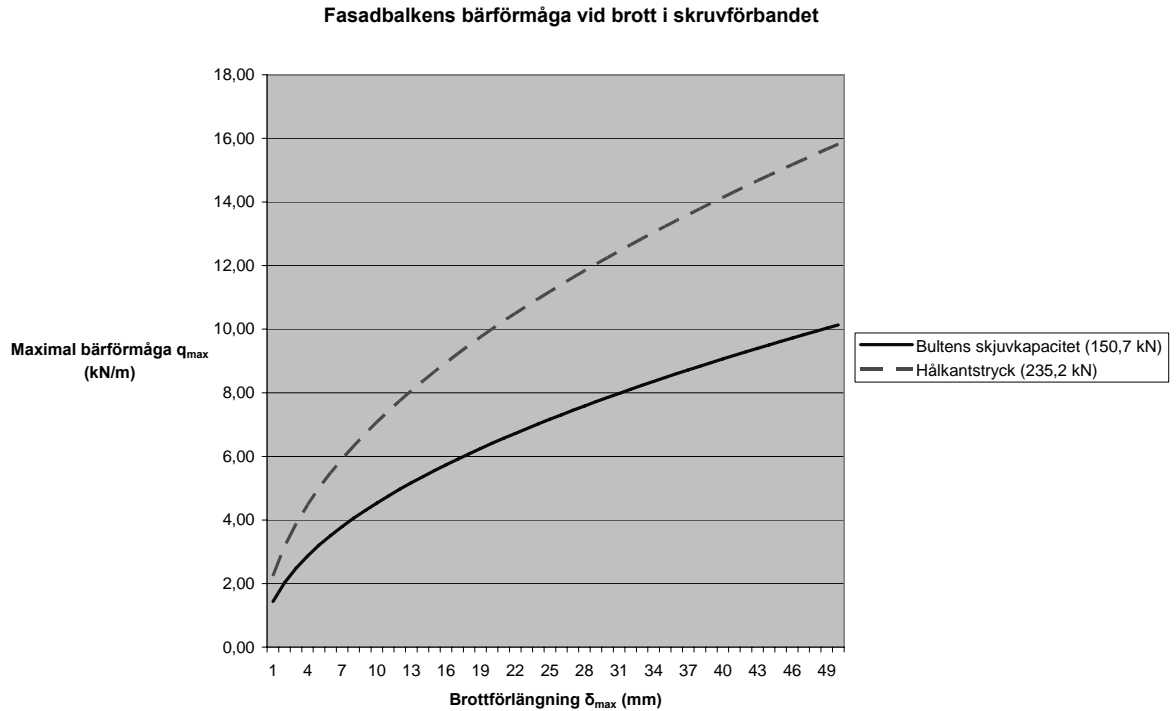
$$t = 10 \text{ mm}$$

Kapaciteten ges som det lägsta värdet av skruvens skjuvhållfasthet eller maximalt hållkantstryck:

$$F_{Rvd} = 0.6A_1f_{bud} = 0.6 \cdot 314.2 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 10^3 = 150.8 \text{ kN}$$

$$F_{Rbd} = 1.2 \left(\frac{e_1}{d} - 0.5 \right) d_s t f_{ud} = 1.2 \left(\frac{0.050}{0.020} - 0.5 \right) \cdot 0.020 \cdot 0.010 \cdot 490 \cdot 10^3 = 235.2 \text{ kN}$$

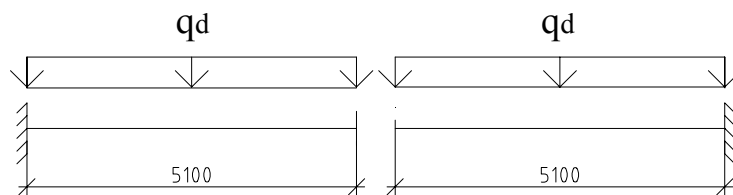
Med dessa värden kan nu ett diagram ritas som visar balkens maximala bärförmåga q_{max} som funktion av förbandets brottförlängning, se figur 10.9.



Figur 10.9 Fasadbalkens bärförmåga vid brott i skruvförbandet som funktion av maximal förlängning

Figur 10.9 ger att om förbandets brottförlängning uppskattas till 50 mm är balkens maximala bärförmåga q_{max} genom linverkan ungefär 10 kN/m. Det är cirka tre gånger mindre än den utbredda lasten som verkar i det aktuella fallet. Alternativa lastvägar genom linverkan kommer inte att kunna uppnås utan förbandet kommer att förlora sin bärförmåga. Balken kommer istället att fungera som två enskilda utkragande balkar enligt figur 10.10.

Bärförmåga för fritt utkragande balkdel



Figur 10.10 Modell av balken efter att förbandet har förlorat sin bärförmåga

Dimensionerande last:

$$M_{Sd, stöd} = \frac{qL^2}{2} = \frac{32.4 \cdot 5.1^2}{2} = 421.4 \text{ kNm}$$

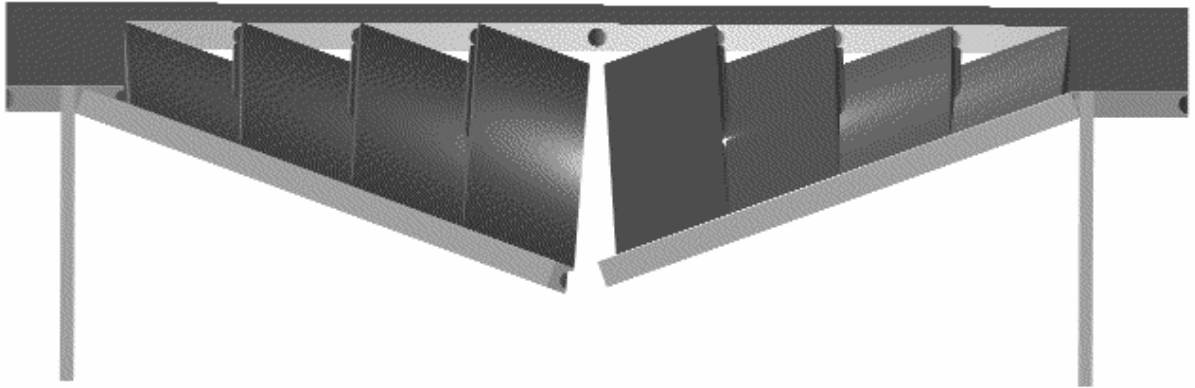
Bärförmågan efter att förbandet har fallit bort kan beräknas individuellt för de båda balkdelarna. Varje balkhalva betraktas som en fritt utkragande balk och den plastiska momentkapaciteten vid stöd ges av

$$M_{Rd, stöd} = Z f_{yd} = 600.3 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^6 = 213.1 \text{ kNm}$$

Här görs antagandet att full plasticering kan utnyttjas i tvärsnittet och därför används den plastiska momentkapaciteten .

Momentkapaciteten är inte tillräcklig för att ett jämviktsläge ska kunna uppnås. Den bortslagna fasadpelaren i bottenplanet kommer att leda till ett vertikalt fortskridande ras där bjälklagsplattorna successivt kommer att förlora sina upplag då balkarnas bärförmåga överskrids, se figur 10.11. Det angränsande skadeområdet kommer att uppgå till 104 m^2 per våningsplan. Kravet på att det totala skadeområdet ska begränsas till 150 m^2 , kommer att överskridas eftersom mer än ett bjälklag rasar.

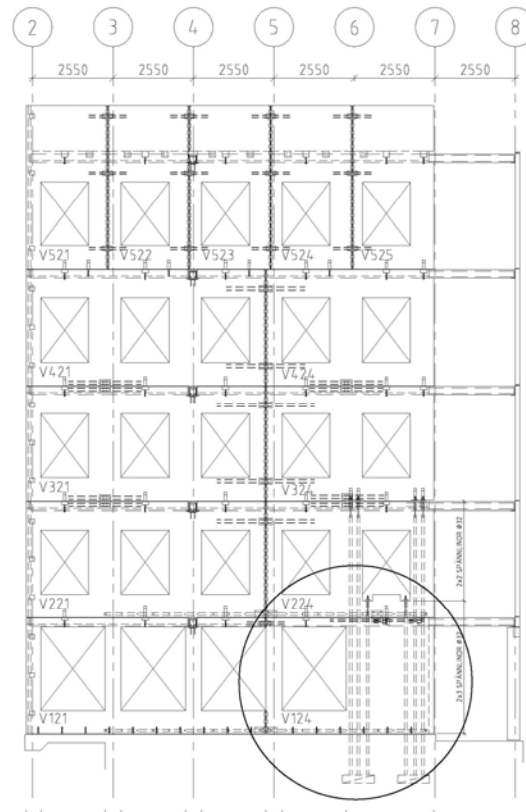
$$\text{Totalt skadeområde} \Rightarrow 104 \cdot 5 = 520 \text{ m}^2 > 150 \text{ m}^2$$



Figur 10.11 Skiss över det troliga rasförloppet för ett våningsplan i linje 8

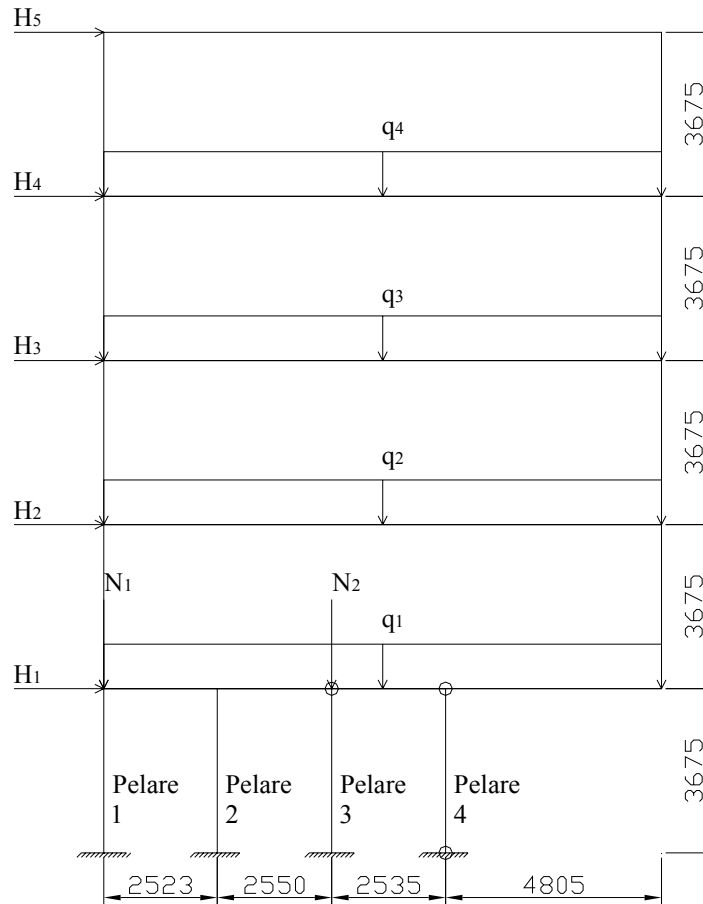
10.4.1 Förlorad bäring för stabiliserande element i gavelvägg

I det andra fallet antas att det stabiliserande elementet, V124, i gavelväggen har förlorat sin bäring genom godtycklig överpåverkan, se figur 10.12.



Figur 10.12 Gavelväggen med inringat element, vilket antas utslaget [17]

Element V121 i figur 10.12 antas fungera som fyra betongpelare. Detta gör att en modell enligt figur 10.13 kan antas. De horisontella krafterna H är vindlaster, de utbredda lasterna q är egenvikter för elementen och normalkrafterna N är last från bjälklagen vilka kommer ner i två av pelarna.



Figur 10.13 Modell för gavelväggen efter att det stabiliserande elementet är utslaget

Laster på gavelväggen

Lastkombination 6 används, vilket innebär att vanligt värde ska användas för alla variabla laster. Dimensionerande laster för vind ska alltså multipliceras med en faktor $\frac{\psi}{1.3}$, där $\psi = 0.25$.

Detta ger följande värde på vindlasterna

$$H_1 = 21.2 \text{ kN}$$

$$H_2 = 26.3 \text{ kN}$$

$$H_3 = 29.0 \text{ kN}$$

$$H_4 = 31.2 \text{ kN}$$

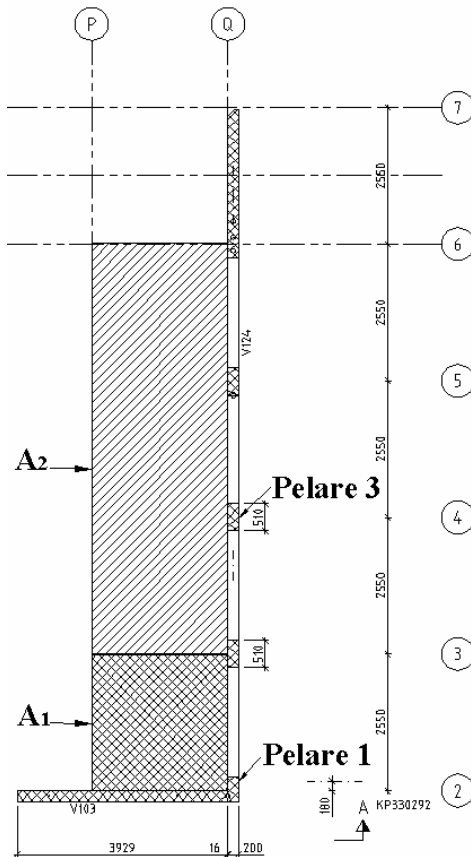
$$H_5 = 37.1 \text{ kN}$$

Egenvikterna för elementen enligt figur 10.13 är följande. Lasten antas jämnt utbredd över alla element.

$$V_{221} = 9200 \text{ kg}; V_{224} = 6600 \text{ kg} \Rightarrow q_1 = q_2 = q_3 = 12.49 \text{ kN/m}$$

$$V_{521} - V_{525} = 5100 \text{ kg} \Rightarrow q_4 = 20.15 \text{ kN/m}$$

Normalkrafterna N_1 och N_2 uppkommer på grund av att pelare 1 och 3 tar last från bjälklaget. Figur 10.14 visar hur lasten från bjälklaget fördelar sig på pelare 1 respektive 3.



Figur 10.14 Lastuppdelning från bjälklagen till pelare 1 och 3

Bjälklagslasten inklusive nyttig last är 6.35 kN/m^2 , varje pelare tar dessutom samma yta från takterrassen som väger 10.02 kN/m^2 . Detta ger följande värde på N_1 respektive N_2 .

$$N_1 = 6.35 \cdot 2.5^2 \cdot 4 + 10.02 \cdot 2.5^2 = 221.4 \text{ kN}$$

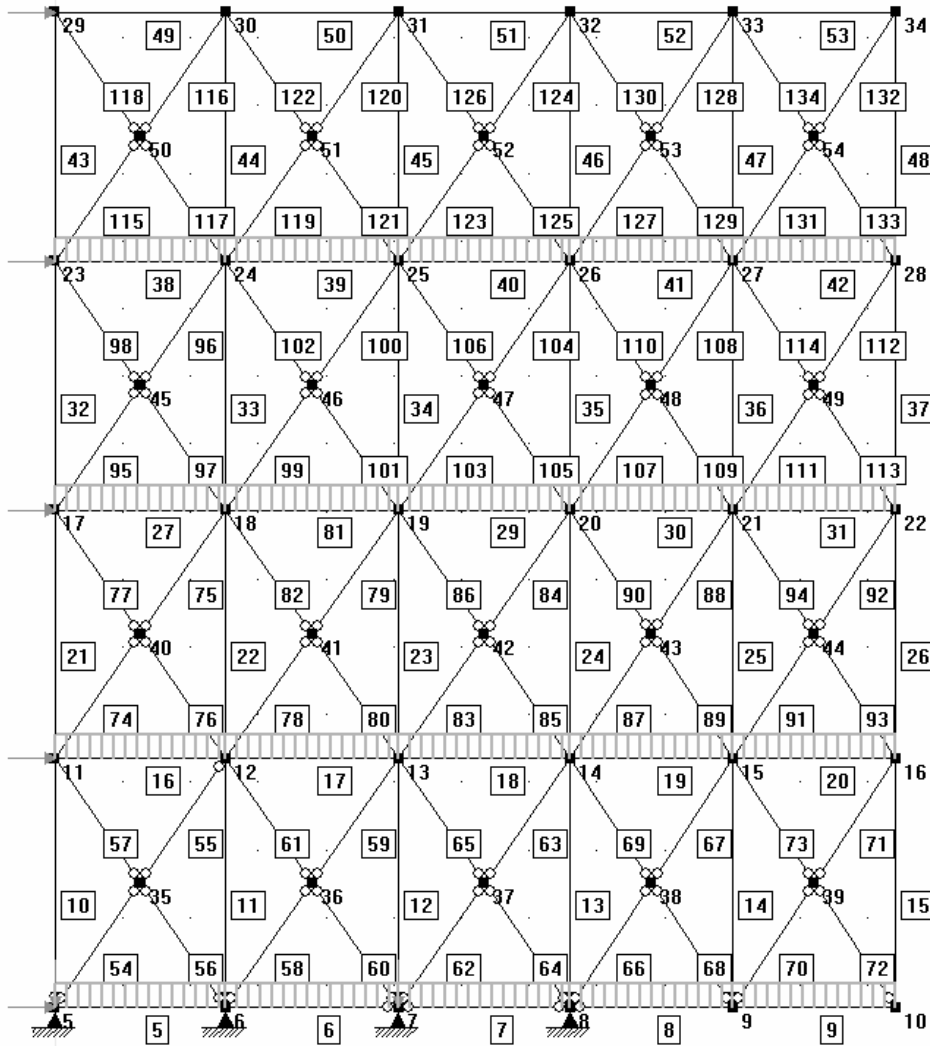
$$N_2 = 6.35 \cdot 2.5 \cdot 7.5 \cdot 4 + 10.02 \cdot 2.5 \cdot 7.5 = 664.1 \text{ kN}$$

Beräkning av dimensionerande krafter

För att analysera modellen i figur 10.12 används Strusoft Ramanalys. Elementen ovanför pelarna ses som en styv skiva. Därför görs beräkningarna i Ramanalys i två steg.

I steg 1 analyseras vilka normalkrafter skivan ger upphov till. Således modelleras i första steget endast den styva skivan med laster enligt ovan. Den styva skivan

utgörs i modellen av ett mycket stelt fackverk av VKR-profiler 400x400x20, se figur 10.15.



Figur 10.15 Skärmutskrift från ramanalys geometridel.

Beräkning i ramanalys ger följande stödreaktioner

$$R_{5x} = -65.7 \text{ kN}; R_{5y} = 74.7 \text{ kN}$$

$$R_{6x} = -45.0 \text{ kN}; R_{6y} = 62.1 \text{ kN}$$

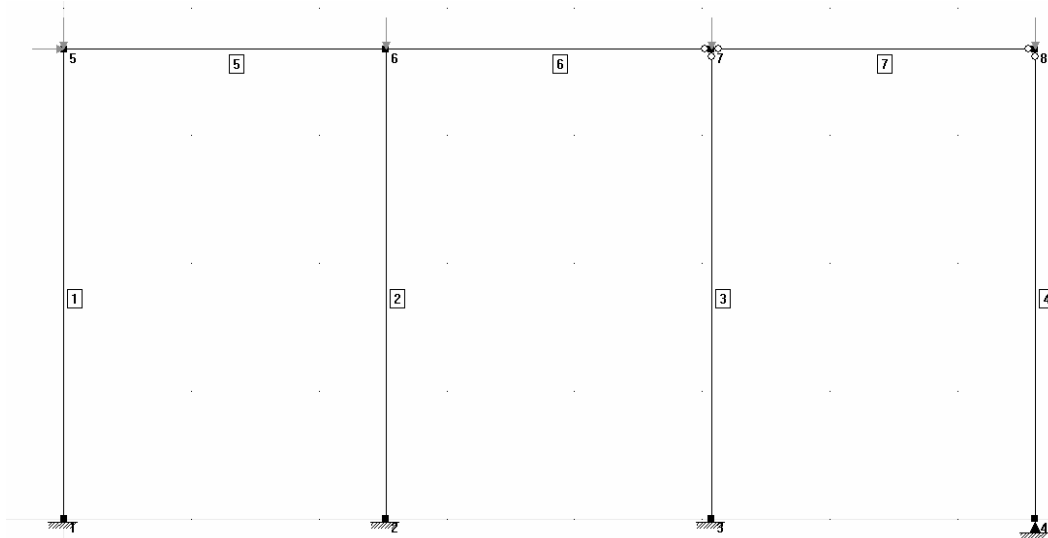
$$R_{7x} = -48.8 \text{ kN}; R_{7y} = 909.9 \text{ kN}$$

$$R_{8x} = 14.8 \text{ kN}; R_{8y} = 562.5 \text{ kN}$$

I steg två analyseras hur pelarna reagerar på normalkrafterna samt vindlasten. Figur 10.16 visar hur pelarna modellerades. Horisontalkraften är summan av samtliga horisontalkrafter, vilket ger

$$H = 144.8 \text{ kN}$$

Normalkrafterna i modellen är de stödreaktioner som steg 1 gav i y-led.



Figur 10.16 Skärmutskrift från ramanalys som visar modellen för analysen av pelarna. Pelarna och överliggaren är i betong med aktuellt tvärsnitt och befintlig armering

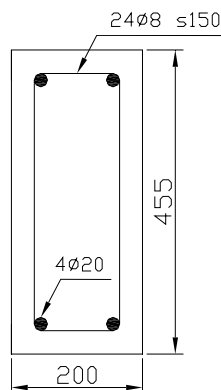
En beräkning i ramanalys ger följande dimensionerande laster

$$\begin{aligned}
 N_{1Sd} &= 31.9 \text{ kN}; V_{1Sd} = 52.2 \text{ kN}; M_{1Sd} = 137.5 \text{ kNm} \\
 N_{2Sd} &= 94.4 \text{ kN}; V_{2Sd} = 73.9 \text{ kN}; M_{2Sd} = 188.4 \text{ kNm} \\
 N_{3Sd} &= 920.3 \text{ kN}; V_{3Sd} = 46.8 \text{ kN}; M_{3Sd} = 148.9 \text{ kNm} \\
 N_{4Sd} &= 562.5 \text{ kN}; V_{4Sd} = 0 \text{ kN}; M_{4Sd} = 0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pelarna ska alltså kontrolleras för normalkraft, tvärkraft och moment enligt ovan.

Kontroll av pelarnas kapacitet vid samtidig böjning och normalkraft

Pelare 1



Figur 10.17 Tvärsnitt för pelare 1

$$N_{1Sd} = 31.9 \text{ kN}$$

$$M_{1Sd} = 137.5 \text{ kNm}$$

Betong K40

Armering Ks 500 $\phi 20$

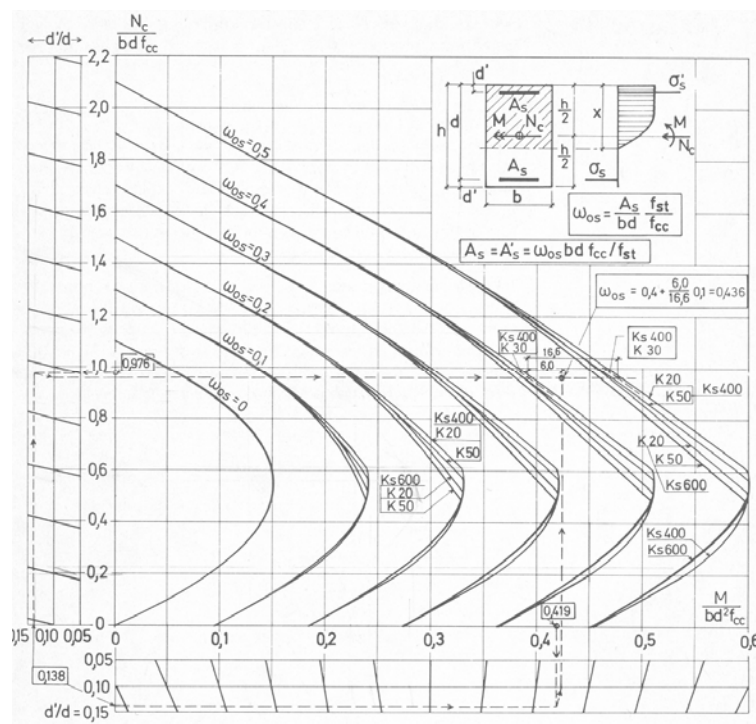
$$f_{cc} = 28.5 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 455 - 45 = 410 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = 2 \cdot \phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

Vid kontroll för samtidig böjning och normalkraft används interaktionsdiagrammet i figur 10.18



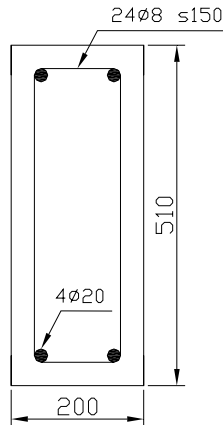
Figur 10.18 Interaktionsdiagram för samtidig böjning och normalkraft. Normalkraften N_c i figuren avser centrisk tryckkraft. Momentet M är dimensionerande moment. [19]

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{1Sd}}{bd^2 f_{cc}} &= \frac{137.5}{0.2 \cdot 0.410^2 \cdot 28.5 \cdot 10^3} = 0.144 \\ \frac{N_{1Sd}}{bd f_{cc}} &= \frac{31.9}{0.2 \cdot 0.410 \cdot 28.5 \cdot 10^3} = 0.0136 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \omega_{os} = 0.152$$

$$\Rightarrow A_{s,erf} = A'_{s,erf} = \omega_{os} b d \frac{f_{cc}}{f_{st}} = 0.152 \cdot 0.2 \cdot 0.410 \frac{28.5}{500} = 710 \text{ mm}^2$$

$A_{s,erf} = A'_{s,erf} < A_s = A'_s \Rightarrow$ pelare 1 klarar inte de dimensionerande lasterna.

Pelare 2



Figur 10.19 Tvärsnitt för pelare 2,3 och 4

$$N_{1Sd} = 94.4 \text{ kN}$$

$$M_{1Sd} = 188.4 \text{ kNm}$$

Betong K40

Armering Ks 500 φ20

$$f_{cc} = 28.5 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 510 - 45 = 465 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = 2 \cdot \phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

Figur 10.18 ger

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{2Sd}}{bd^2 f_{cc}} &= \frac{188.4}{0.2 \cdot 0.465^2 \cdot 28.5 \cdot 10^3} = 0.153 \\ \frac{N_{2Sd}}{bd f_{cc}} &= \frac{94.4}{0.2 \cdot 0.465 \cdot 28.5 \cdot 10^3} = 0.0356 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \omega_{os} = 0.156$$

$$\Rightarrow A_{s,erf} = A'_{s,erf} = \omega_{os} bd \frac{f_{cc}}{f_{st}} = 0.156 \cdot 0.2 \cdot 0.465 \frac{28.5}{500} = 827 \text{ mm}^2$$

$A_{s,erf} = A'_{s,erf} < A_s = A'_s \Rightarrow$ pelare 2 klarar inte de dimensionerande lasterna.

Pelare 3

$$N_{3Sd} = 920.3 \text{ kN}$$

$$M_{3Sd} = 148.9 \text{ kNm}$$

Betong K40

Armering Ks 500 $\phi 20$

$$f_{cc} = 28.5 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$d = 510 - 45 = 465 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = 2 \cdot \phi 20 = 628 \text{ mm}^2$$

Figur 10.18 ger

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_{3Sd}}{bd^2 f_{cc}} &= \frac{148.9}{0.2 \cdot 0.465^2 \cdot 28.5 \cdot 10^3} = 0.121 \\ \frac{N_{3Sd}}{bdf_{cc}} &= \frac{920.2}{0.2 \cdot 0.465 \cdot 28.5 \cdot 10^3} = 0.347 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \omega_{os} = 0$$

$$\Rightarrow A_{s,erf} = A'_{s,erf} = 0$$

$A_s = A'_s > A_{s,erf} = A'_{s,erf} \Rightarrow$ pelare 3 klarar de dimensionerande lasterna.

Pelare 4

$$N_{4Sd} = 562.5 \text{ kN}$$

Betong K40

Armering Ks 500 $\phi 20$

$$f_{cc} = 28.5 \text{ MPa}$$

$$f_{sc} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_c = 510 \cdot 200 = 102 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4 \cdot \phi 20 = 1256 \text{ mm}^2$$

$$k_c = 0.92$$

$$k_\phi = 0.032$$

$$k_s = 0.81$$

$$\varphi_{ef} = 2$$

Pelare 4 utsätts endast för normalkraft. Bärförmågan vid centriskt tryckt pelare ges enligt BBK 04, avsnitt 6.3.3.2, av

$$N_u = k_c \frac{A_c f_{cc}}{1 + k_\phi \phi_{ef}} + k_s A_s f_{sc}$$

$$\Rightarrow N_u = 0.92 \frac{102 \cdot 10^{-3} \cdot 28.5 \cdot 10^3}{1 + 0.032 \cdot 2} + 0.81 \cdot 1256 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 3022 \text{ kN}$$

$N_u > N_{4sd} \Rightarrow$ pelare 4 klarar dimensionerade normalkraft

Kontroll av pelarnas tvärkraftskapacitet

Pelare 1

$$V_{1sd} = 52.2 \text{ kN}$$

$$d = 410 \text{ mm}$$

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$f_{ct} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\xi = 1.6 - d = 1.19$$

$$A_{s0} \text{ är längsarmering dragen sida} = \frac{2\pi\phi^2}{4} = \frac{2\pi 20^2}{4} = 628.3 \text{ mm}^2$$

Enligt BBK 04, avsnitt 3.7.3.2 ges betongens tvärkraftskapacitet av

$$V_c = b_w d f_v$$

där

$$f_v = \xi(1 + 50\rho)0.30f_{ct}$$

där

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d} = \frac{628}{200 \cdot 410} = 0.00766$$

$$\Rightarrow f_v = 1.19 \cdot (1 + 50 \cdot 0.00766) \cdot 0.30 \cdot 1.95 = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow V_c = .2 \cdot 0.41 \cdot 0.96 \cdot 10^3 = 78.3 \text{ kN}$$

$V_c > V_{1sd} \Rightarrow$ pelare 1 klarar dimensionerande tvärkraft. Pelaren har ännu högre tvärkraftskapacitet på grund av tvärkraftsarmeringen, men bidraget behöver inte räknas med eftersom betongens kapacitet är tillräcklig.

Pelare 2, 3 och 4

Eftersom pelare 2, 3 och 4 har samma dimensioner och armering görs kontrollen för den största tvärkraften.

$$V_{2sd} = 73.9 \text{ kN}$$

$$d = 465 \text{ mm}$$

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

$$f_{ct} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\xi = 1.6 - d = 1.135$$

$$A_{s0} = 628.3 \text{ mm}^2$$

där

$$f_v = \xi(1 + 50\rho)0.30f_{ct}$$

där

$$\rho = \frac{A_{s0}}{b_w d} = \frac{628}{200 \cdot 465} = 0.00675$$

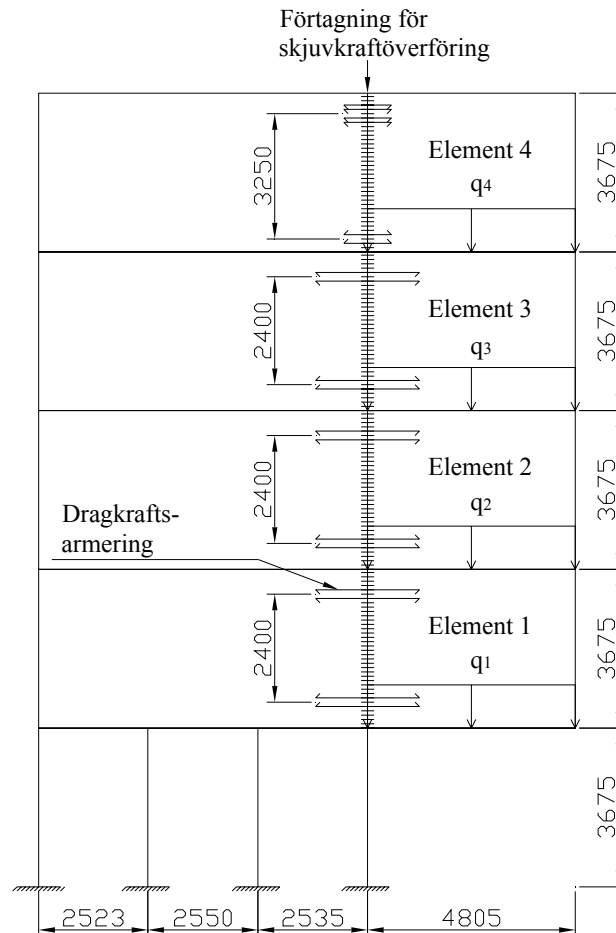
$$\Rightarrow f_v = 1.135 \cdot (1 + 50 \cdot 0.00675) \cdot 0.30 \cdot 1.95 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow V_c = .2 \cdot 0.465 \cdot 0.89 \cdot 10^3 = 82.8 \text{ kN}$$

$V_c > V_{2sd} \Rightarrow$ pelare 2, 3 och 4 klarar dimensionerande tvärkraft. Även dessa pelare har högre tvärkraftskapacitet på grund av tvärkraftsarmeringen men bidraget behöver inte räknas med eftersom betongens kapacitet är tillräcklig.

Kontroll av fogen för de hängande elementen

Elementen utanför pelare 4 blir hängande vid stödbortfall. Därför måste en kontroll göras om den vertikala fogen klarar att överföra de drag- och skjuvkrafter som uppstår. Dragkraften ska tas av dragarmering och skjuvkraften ska tas av förtagningar mellan elementen, se figur 10.20.

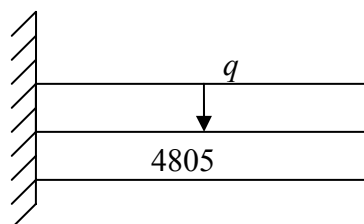


Figur 10.20 Armering och förtagning för kraftöverföring mellan elementen

Laster

$$q_1 = q_2 = q_3 = 6600 \cdot 9.81 / 4.805 = 13.47 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = 5100 \cdot 2 \cdot 9.81 / 4.805 = 20.82 \text{ kN/m}$$



Figur 10.21 Lastfall för varje element

Momentet M_{Sd} och tvärkraften V_{Sd} ger upphov till drag- respektive skjuvkraft i fogen.

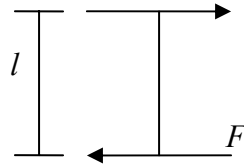
$$M_{1Sd} = M_{2Sd} = M_{3Sd} = \frac{q_1 l^2}{2} = \frac{13.47 \cdot 4.805^2}{2} = 155.5 \text{ kNm}$$

$$M_{4Sd} = \frac{20.82 \cdot 4.805^2}{2} = 240.3 \text{ kNm}$$

$$V_{1Sd} = V_{2Sd} = V_{3Sd} = ql = 13.47 \cdot 4.805 = 64.7 \text{ kN}$$

$$V_{4Sd} = 20.82 \cdot 4.805 = 100.0 \text{ kN}$$

Momentet kan ersättas med ett kraftpar enligt figur 10.22 där l är avståndet mellan dragkraftsarmeringen i respektive element, se figur 10.20.



Figur 10.22 Dimensionerande moment ersätts av ett kraftpar med hävarmen l

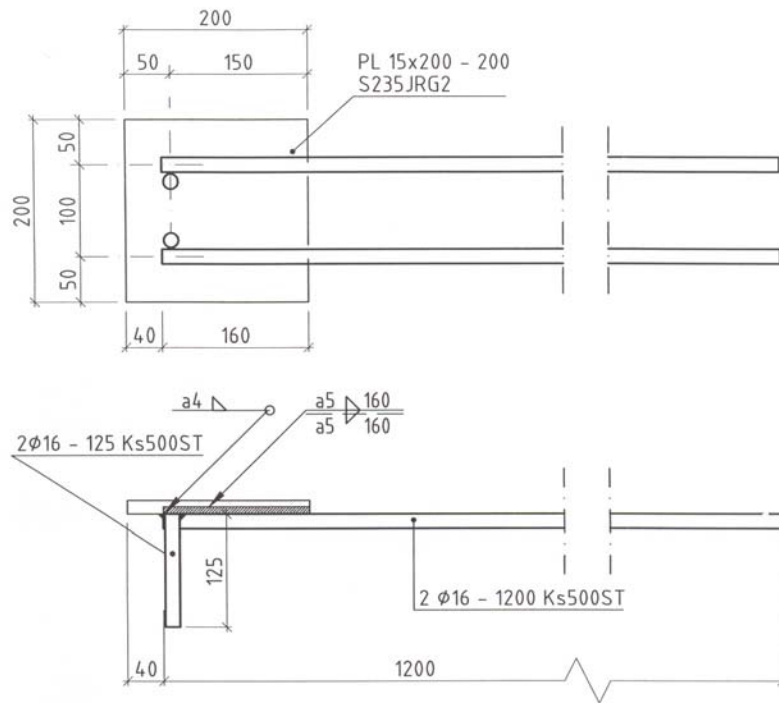
Enligt figur 10.20 är hävarmen l 2400 mm för element 1,2 och 3 och 3250 mm för element 4. Dimensionerande dragkraft blir då

$$F_{1Sd} = F_{2Sd} = F_{3Sd} = \frac{M_{1Sd}}{l} = \frac{155.5}{2.4} = 64.8 \text{ kN}$$

$$F_{4Sd} = \frac{M_{4Sd}}{l} = \frac{240.3}{3.25} = 73.9 \text{ kN}$$

Kontroll av element 1, 2 och 3 med avseende på dragkraftsarmering

Förutsättningarna för element 1, 2 och 3 är lika, därför görs en gemensam kontroll av dessa. Dragkraften F_{1Sd} fördelar sig på två armeringsjärn som är utformade enligt figur 10.23.



Figur 10.23 Detalj över dragkraftsarmeringen i element 1, 2 och 3 [17]

$$F_{1Sd} = 64.8 \text{ kN}$$

$$f_{ct} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{uk} = 340 \text{ MPa}$$

$$f_{euk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{\pi 16^2}{4} = 201.0 \text{ mm}^2$$

$$d = a = 5 \text{ mm}$$

$$l = 160 \text{ mm}$$

$$l_b = 1200 \text{ mm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\varphi = 0.9$$

$$\eta = 1.4$$

Enligt BSK 99, avsnitt 6:32, ges svetsförbandets bärförmåga av

$$f_{euk} \geq f_{uk} \Rightarrow f_{wd} = \frac{\varphi \sqrt{f_{uk} f_{euk}}}{1.2 \gamma_n} = \frac{0.9 \sqrt{340 \cdot 500}}{1.2} = 309.2 \text{ MPa}$$

$$F_{R//} = 0.6 d l f_{wd} = 0.6 \cdot 0.005 \cdot 2 \cdot 160 \cdot 309.2 \cdot 10^3 = 296.8 \text{ kN}$$

$F_{R//} > \frac{1}{2} F_{1Sd} = 32.4 \text{ kN} \Rightarrow$ Svetsförbandet klarar att överföra dimensionerande dragkraft.

Enligt BSK 99, avsnitt 6.22, ges förbindningens dragkraftskapacitet av

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yd} = 201.0 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 100.5 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} > \frac{1}{2} F_{1Sd} = 32.4 \text{ kN} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft.

Enligt BBK 04, avsnitt 3.9.1.2, ges vidhäftningsspänningen av

$$f_b = \eta f_{ct} = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24 \text{ MPa}$$

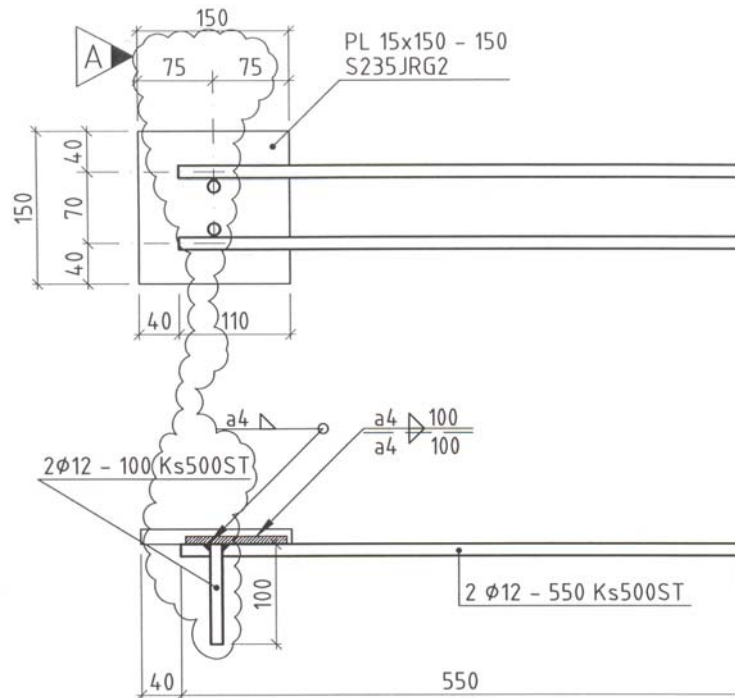
Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger förankringskraften

$$F_b = l_b \pi \phi f_b = 1.2 \cdot \pi \cdot 0.016 \cdot 2.24 \cdot 10^3 = 135.1 \text{ kN}$$

$F_b > \frac{1}{2} F_{1Sd} = 32.4 \text{ kN} \Rightarrow$ Förbindningens förankring klarar att överföra dimensionerande dragkraft.

Kontroll av element 4 med avseende på dragkraftsarmering

Element 4 är annorlunda utformat än övriga. Dragkraften F_{4Sd} fördelar sig på fyra armeringsjärn som är utformade enligt figur 10.24.



Figur 10.24 Detalj över dragkraftsarmeringen i element 4 [17]

$$F_{4Sd} = 73.9 \text{ kN}$$

$$f_{ct} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{uk} = 340 \text{ MPa}$$

$$f_{euk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4} = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$d = a = 4 \text{ mm}$$

$$l = 100 \text{ mm}$$

$$l_b = 550 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\varphi = 0.9$$

$$\eta = 1.4$$

Svetsförbandets bärförmåga ges av

$$f_{euk} \geq f_{uk} \Rightarrow f_{wd} = \frac{\varphi \sqrt{f_{uk} f_{euk}}}{1.2 \gamma_n} = \frac{0.9 \sqrt{340 \cdot 500}}{1.2} = 309.2 \text{ MPa}$$

$$F_{R//} = 0.6 d l f_{wd} = 0.6 \cdot 0.004 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 309.2 \cdot 10^3 = 148.4 \text{ kN}$$

$F_{R//} > \frac{1}{4} F_{4Sd} = 18.5 \text{ kN} \Rightarrow$ Svetsförbandet klarar att överföra dimensionerande dragkraft.

Förbindningens dragkraftskapacitet ges av

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yd} = 113.1 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 56.6 \text{ kN}$$

$F_{R//} > \frac{1}{4} F_{4Sd} = 18.5 \text{ kN} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft.

Förankringen genom vidhäftning ges av

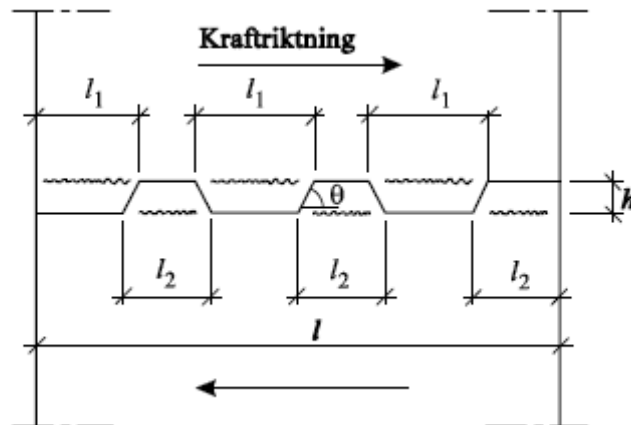
$$f_b = \eta f_{ct} = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24 \text{ MPa}$$

Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger förankringskraften

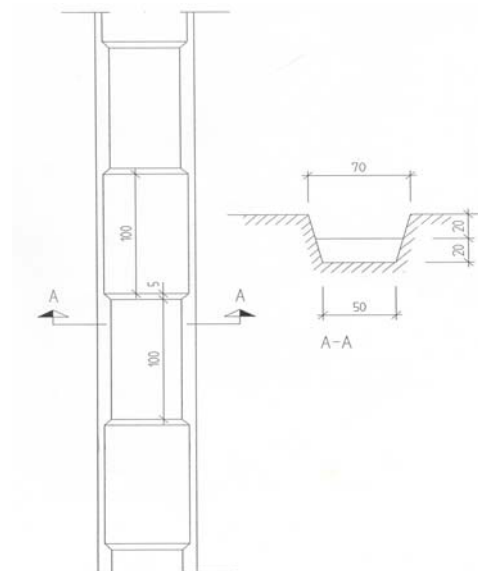
$$F_b = l_b \pi \phi f_b = 0.55 \cdot \pi \cdot 0.012 \cdot 2.24 \cdot 10^3 = 46.4 \text{ kN}$$

$F_{R//} > \frac{1}{4} F_{4Sd} = 18.5 \text{ kN} \Rightarrow$ Förbindningens förankring klarar att överföra dimensionerande dragkraft.

Kontroll av förtagning för skjuvkraftöverföring i element 1, 2 och 3



Figur 10.25 Principskiss av fog med förtagningar [13]



Figur 10.26 Detalj över förtagning för skjuvkraftöverföring i element 1.2 och 3 [17]

$$V_{1sd} = 64.7 \text{ kN}$$

$$A_1 = 110 \cdot 70 = 7700 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 100 \cdot 50 = 5000 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{50 + 70}{2} \cdot 3675 = 220.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$f_{cc} = 21.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_{s,tryck}}{A} = \frac{2\pi\phi^2}{4A} = \frac{\pi \cdot 16^2}{2 \cdot 220.5 \cdot 10^3} = 0.00182$$

där A_1 och A_2 är basarea på förtagning med längden l_1 respektive l_2 och A är fogens area på längden l , enligt figur 10.25.

Enligt BBK 04, avsnitt 3.11.3, begränsas skjuvspänningen f_f i en fog med förtagningar till det lägsta av följande värden

$$f_f = 2.0(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) = 2.0 \cdot 0.00182 \cdot 500 = 1.82 \text{ MPa}$$

$$f_f = k1.5f_{ct} + 0.8(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) = 0.39 \cdot 1.5 \cdot 1.6 + 0.8 \cdot 0.00182 \cdot 500 = 1.67 \text{ MPa}$$

$$f_f = 0.4f_{cc} = 0.4 \cdot 21.5 = 8.6 \text{ MPa}$$

där k är det minsta av

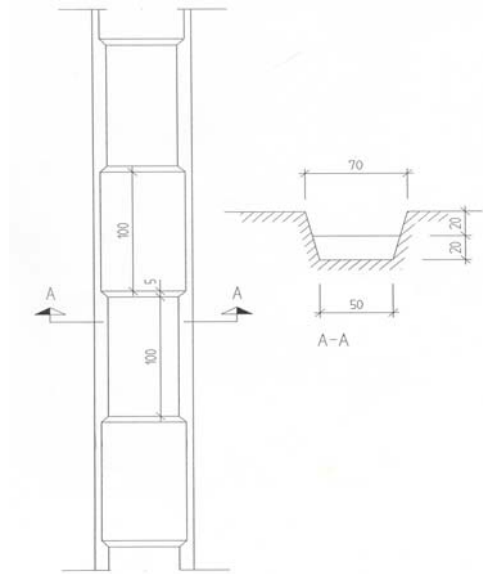
$$k = \frac{\sum A_1}{A} = 0.61 \text{ och } k = \frac{\sum A_2}{A} = 0.39$$

Faktorn σ_{fc} är tryckkraft per ytenhet genom fogen, vilken sätts till 0 i det här fallet. Skjuvkraftskapaciteten för hela fogen blir

$$F_f = 220.5 \cdot 10^{-3} \cdot 1.67 \cdot 10^3 = 368.2 \text{ kN}$$

$F_f > V_{1sd} \Rightarrow$ Fogen klarar att överföra dimensionerande skjuvkraft
--

Kontroll av förtagning för skjuvkraftöverföring i element 4



Figur 10.27 Detalj över förtagning för skjuvkraftöverföring i element 4 [17]

$$V_{4sd} = 100 \text{ kN}$$

$$A_1 = 110 \cdot 70 = 7700 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 100 \cdot 50 = 5000 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{50 + 70}{2} \cdot 3675 = 220.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$f_{cc} = 21.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_{s,tryck}}{A} = \frac{4\pi\phi^2}{4A} = \frac{\pi \cdot 12^2}{220.5 \cdot 10^3} = 0.00205$$

Skjuvspänningen är det lägsta av följande värden

$$f_f = 2.0(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) = 2.0 \cdot 0.00205 \cdot 500 = 2.05 \text{ MPa}$$

$$f_f = k1.5f_{ct} + 0.8(\rho f_{st} + \sigma_{fc}) = 0.39 \cdot 1.5 \cdot 1.6 + 0.8 \cdot 0.00205 \cdot 500 = 1.77 \text{ MPa}$$

$$f_f = 0.4f_{cc} = 0.4 \cdot 21.5 = 8.6 \text{ MPa}$$

där k är det minsta av

$$k = \frac{\sum A_1}{A} = 0.61 \text{ och } k = \frac{\sum A_2}{A} = 0.39$$

Faktorn σ_{fc} är tryckkraft per ytenhet genom fogen, vilken sätts till 0 i det här fallet. Skjuvkraftskapaciteten för hela fogen blir

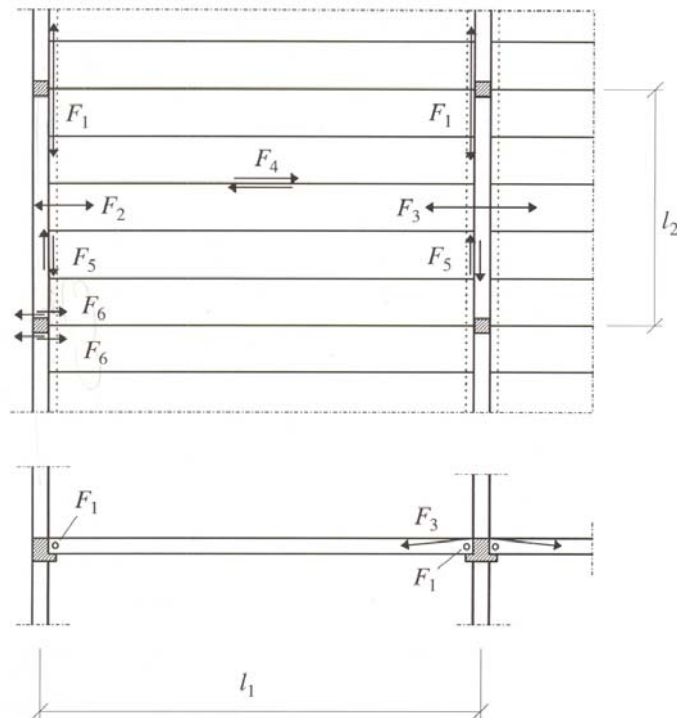
$$F_f = 220.5 \cdot 10^{-3} \cdot 1.77 \cdot 10^3 = 390.3 \text{ kN}$$

$$F_f > V_{4sd} \Rightarrow \text{Fogen klarar att överföra dimensionerande skjuvkraft}$$

10.5 Resultat

10.5.1 Indirekt dimensionering

Figur 10.28 visar krafterna som Tyrénshuset ska klara av för att villkor b BSDO 94 ska vara uppfyllt.



Figur 10.28 Sammanhållande drag- och skjuvkrafter i bjälklagets plan (Lika figur 10.1) [6]

Tabell 10.2 Resultatsammanställning av den indirekta dimensioneringen

Del som kontrollerats	Dimensionerande krafter enligt figur 10.1	Kapacitet	Krav enligt villkor b i BSDO 94
Anslutning M504	$F_{2Sd} = 48 \text{ kN}$	$F_{Ra} = 70.0 \text{ kN}$ $N_{Rtd} = 58.8 \text{ kN}$ $F_f = 115.4 \text{ kN}$	Uppfyllt
Anslutning M506	$F_{3Sd} = 24 \text{ kN}$	$N_{Rtd} = 39.3 \text{ kN}$ $F_f = 56.4 \text{ kN}$	Uppfyllt
Anslutning M512	$F_{Sd} = 50.0 \text{ kN}$	$F_{Ra} = 54.7 \text{ kN}$ $N_{Rtd} = 58.8 \text{ kN}$ $F_f = 56.4 \text{ kN}$	Uppfyllt
Anslutning M514	$F_{2Sd} = 34.0 \text{ kN}$	$N_{Rtd} = 113.1 \text{ kN}$ $F_b = 92.9 \text{ kN}$ $F_{dv,b} = 77.2 \text{ kN}$	Uppfyllt
Kontroll av kantbalkens kapacitet som dragband	$F_{1Sd} = 102 \text{ kN}$	$N_{Rtd} = 39.3 \text{ kN}$ $F_{Rvd} = 150.8 \text{ kN}$ $F_{Ra} = 656 \text{ kN}$	Uppfyllt
Kontroll av skjuvkraftskapacitet i bjälklagsplattornas längsfogar	$F_{4Sd} = 102 \text{ kN}$	$F_{1Sd} = 105.6 \text{ kN}$	Uppfyllt
Kontroll av skjuvkraftskapacitet mellan kantbalk och bjälklagsplattor	$F_{5Sd,4} = 24 \text{ kN}$ $F_{5Sd,8} = 48 \text{ kN}$	$F_{5,4} = 23.6 \text{ kN}$ $F_{5,8} = 45.9 \text{ kN}$	Ej Uppfyllt
Kontroll av ihopkopplingen mellan fasadbalk och pelare	$F_{6Sd} = 102 \text{ kN}$	$F_{Rvd} = 150.8 \text{ kN}$ $F_{Ra} = 394.5 \text{ kN}$ $F_{R//} = 222.7 \text{ kN}$	Uppfyllt

10.5.2 Direkt dimensionering

Förlorad bärförmåga för pelaren

Tabell 10.3 Resultat vid förlorad bärförmåga för pelaren i fasaden

Fall	Dimensionerande krafter och laster	Kapacitet	Resultat
Bärförmåga genom linverkan	$q_{d,1-5} = 32.4 \text{ kN/m}$	$q_{max} = 10 \text{ kN/m}$	Alternativa lastvägar genom linverkan uppnås ej
Utkragande balkar	$M_{Sd, stöd} = 421.4 \text{ kNm}$	$M_{Rd, stöd} = 213.1 \text{ kNm}$	De utkragande balkarna klarar ej de dim. krafterna

Förlorad bärning för gavelväggen

Tabell 10.4 Resultatsammanställning för kontrollen av pelarnas kapacitet vid samtidig böjning och normalkraft

Pelare	Dimensionerande krafter och erforderlig armering	Befintlig armering/kapacitet	Resultat
Pelare 1	$N_{1Sd} = 31.9 \text{ kN}$ $M_{1Sd} = 137.5 \text{ kNm}$ $A_{s, erf} = 710 \text{ mm}$	$A_s = 2\phi 20 = 628 \text{ mm}^2$	Ej ok, det krävs $3\phi 20$ för att klara dimensionerande laster.
Pelare 2	$N_{2Sd} = 94.4 \text{ kN}$ $M_{2Sd} = 188.4 \text{ kNm}$ $A_{s, erf} = 827 \text{ mm}$	$A_s = 2\phi 20 = 628 \text{ mm}^2$	Ej ok, det krävs $3\phi 20$ för att klara dimensionerande laster.
Pelare 3	$N_{3Sd} = 920.3 \text{ kN}$ $M_{3Sd} = 148.9 \text{ kNm}$ $A_{s, erf} = 0 \text{ mm}$	$A_s = 2\phi 20 = 628 \text{ mm}^2$	Ok, pelaren klarar dimensionerade laster
Pelare 4	$N_{4Sd} = 562.5 \text{ kN}$	$N_u = 3022 \text{ kN}$	Ok, pelaren klarar dimensionerande normalkraft

Tabell 10.5 Resultatsammanställning för kontrollen av fogen för de hängande elementen

Element	Dimensionerande krafter		Kapacitet		Resultat
	Drag (kN)	Skjuvning (kN)	Drag (kN)	Skjuvning (kN)	
Element 1	$F_{1Sd} = 32.4$	$V_{1Sd} = 64.7$	$F_{R//} = 296.8$ $N_{Rtd} = 100.5$ $F_b = 135.1$	$F_f = 368.2$	Ok
Element 2	$F_{2Sd} = 32.4$ $V_{2Sd} = 64.7$	$V_{2Sd} = 64.7$	$F_{R//} = 296.8$ $N_{Rtd} = 100.5$ $F_b = 135.1$	$F_f = 368.2$	Ok
Element 3	$F_{3Sd} = 32.4$	$V_{3Sd} = 64.7$	$F_{R//} = 296.8$ $N_{Rtd} = 100.5$ $F_b = 135.1$	$F_f = 368.2$	Ok
Element 4	$F_{4Sd} = 18.5$	$V_{4Sd} = 100.0$	$F_{R//} = 148.4$ $N_{Rtd} = 56.6$ $F_b = 46.4$	$F_f = 390.3$	Ok

11 Slutsats

11.1 Litteraturstudie

Innebörden av begreppet fortskridande ras är relativt okänt för många konstruktörer. Normerna för att förhindra fortskridande ras är i många fall otydliga och ger utrymme för personliga tolkningar. Även om normer och standarder i olika länder påminner i stort om varandra finns det skillnader. Enligt *British Standards* och *Eurocode* ska viktiga bärverksdelar dimensioneras för olyckslasten $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$. Villkor b i BSDO 94 anger att anslutningar mellan olika konstruktionsdelar ska klara av att överföra kraften 20 kN/m i två riktningar, i vilken egentygden för betongbjälklag motsvarar ungefär 4 kN/m^2 . Detta kan jämföras med $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$. Även om lasten 20 kN/m är ett schablonvärde och endast ett av två krav i den svenska normen, är det relativt lågt ställt i förhållande till andra normer.

Även kravet gällande området för den totala skadan är mer liberalt i den svenska normen jämfört med den i USA och i Storbritannien samt enligt *Eurocode*. I den svenska normen anges att området för den totala skadan ska begränsas till 150 m^2 . Både den amerikanska standarden och *British Standards* anger att skadeområdet ska begränsas till 15 % av våningsarean eller högst 70 m^2 medan *Eurocode* anger 15 % av våningsarean, men högst 100 m^2 .

Kraven med avseende på att förhindra fortskridande ras är i Sverige följaktligen lägre ställda jämfört med de andra länderna som presenteras i rapporten. Konstruktörer bör i större grad informeras om hur normerna ska tillämpas och hur de förebyggande åtgärderna ska utformas, då normen ofta upplevs som svårtolkad.

Olyckslasten är svår att förutsäga. Byggnader kan därför normalt inte utformas för att motstå en förutbestämd last som angriper en bestämd plats i byggnaden.

Val av stomsystem spelar också en stor roll för byggnadens förmåga att motstå olyckslasten. Det säger sig självt att en sluten cellstruktur har en hög förmåga att motstå olyckslasten eftersom andelen bärande stomme är stor i byggnaden. Troligtvis tilltalar dock inte en sluten cellstruktur speciellt många arkitekter eller beställare eftersom de ofta ställer krav på mer flexibla stomsystem. Svårigheten är att hitta flexibla stomsystem som samtidigt har stor motståndsförmåga gentemot fortskridande ras. Elementstommar ger stor flexibilitet och frihet vid utformningen av byggnader men har också tydliga nackdelar. Extra förstärkningsåtgärder som ökar byggnadens sammanhållning måste tillföras för att motverka fortskridande ras, då det är svårt att uppnå motsvarande sammanhållning i elementstommar som i platsgjutna konstruktioner.

I rapporten redovisas två olika metoder som kan användas vid dimensionering för undvikande av fortskridande ras, indirekt och direkt dimensionering. Genom att

utnyttja en kombination av dessa bör ett gott skydd mot fortskridande ras kunna uppnås. Indirekt dimensionering, d.v.s. att utforma anslutningar så att de klarar av att överföra minst 20 kN/m, ger förhöjda möjligheter att klara av en icke förutsedd olyckslast. Det har dock visat sig att det inte alltid är tillräckligt att utforma en byggnad efter dessa kriterier, utan komplettering bör ske med en direkt dimensionering för att uppnå tillräcklig skadetålighet. Om vissa tänkbara skadefall antas drabba byggnaden och den dimensioneras för att motstå dessa, höjs skadetåligheten ytterligare. En positiv sidoeffekt av direkt dimensionering är att byggnaden ofta får ökad tålighet mot skadefall som inte har analyserats i dimensioneringen, eftersom kontinuiteten och sammanhållningen höjts i stommen.

Vid en primär skada utsätts anslutningarna för stora belastningar. Utformningen av anslutningarnas kraftöverförande egenskaper är därför av stor vikt. De bör utformas för att kunna uppnå ett segt verkningssätt med möjlighet till stora töjningar innan de går till brott. Är dessa kriterier uppfyllda finns det stora möjligheter att överbrygga en primär skada.

Om en primär skada innefattar stödbortfall finns det flera olika beräkningsmetoder för att analysera om alternativa lastvägar kan uppstå. När bärförmågan i en bjälklagsplatta eller betongbalk överskrids genomgår den olika stadier där fortsatt balkverkan, bågverkan och linverkan kan utnyttjas för att uppnå reservkapacitet. Genom dessa metoder är det möjligt att påvisa ”extra” bärförmåga som hindrar exempelvis bjälklag från att falla ned och belasta underliggande konstruktionsdelar och därigenom förhindra ett fortskridande ras.

Dimensionering med hänsyn till fortskridande ras bör uppmärksammas så tidigt som möjligt i projekteringsstadiet för att undvika problem samt underlätta förebyggande åtgärder.

11.2 Detaljanalys

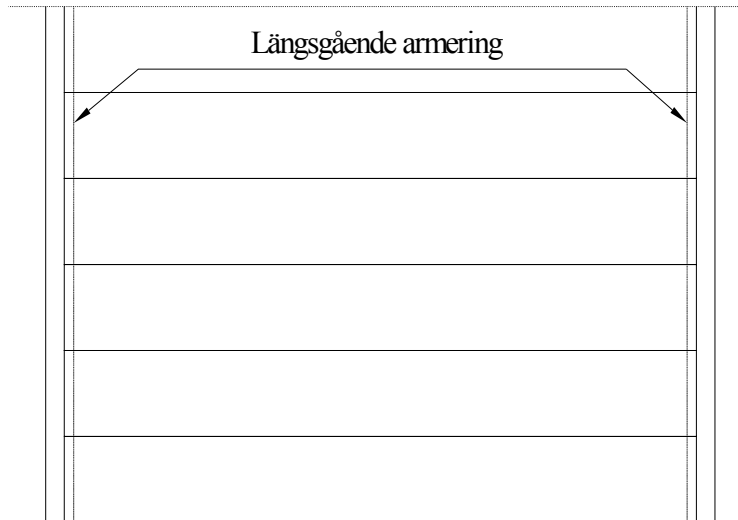
11.2.1 Indirekt dimensionering

Den indirekta dimensioneringen av Tyrénshuset visar att byggnaden uppfyller kraven gällande sammanhållande krafter enligt figur 10.1, med undantag från skjuvkraften F_5 mellan kantbalkarna och bjälklagsplattorna. Kraften ska erhållas genom skjuvfriktion med F_2 och F_3 som klämkraft.

Vid projekteringen av Tyrénshuset utfördes ingen dimensionering för ihopkopplingskraften F_5 . Om kraften kontrollerats, hade fler förankringsbyglar mellan bjälklagsplattorna och kantbalkarna kunnat läggas in och erforderliga klämkrafter F_2 och F_3 hade kunnat uppnås.

Dragkraften F_1 i fasadbalkens riktning är uppnådd enligt kravet i BSDO 94. Det kan dock ifrågasättas om sammanhållningen med avseende på skjuvkraften F_4 i plattornas längsfogar skulle vara tillräcklig vid ett eventuellt bortfall av en bjälklagsplatta eftersom klämkraften då går förlorad. Hade ihopkopplingar utförts

mellan alla bjälklagsplattor och fasadbalk istället för varannan hade förmodligen klämkraften kunnat bibehållas i större grad. För att uppnå en god sammanhållning mellan bjälklagsplattorna och för att kunna utnyttja bjälklaget som en hängmatta borde också längsgående armering enligt figur 10.21 ha övervägts.



Figur 10.21 Längsgående armering inlagd för att god sammanhållning mellan bjälklagsplattorna ska uppnås.

11.2.2 Direkt dimensionering

Förlorar en pelare i fasaden sin bärförmåga finns det små möjligheter att alternativa lastvägar bildas. Ihopkopplingen av fasadbalkarna utgör en svag punkt och borde ha utförts på ett robustare sätt, exempelvis genom ett svetsförband. Det finns ingen möjlighet att utnyttja linverkan genom skruvförbandet enligt utförda beräkningar i rapporten. Det kan också nämnas att balkens momentkapacitet i brottgränsstadiet överskrids och det är inte troligt att balken skulle klara av den förlängda spännvidden även om den inte hade varit försedd med skruvförband.

Den direkta dimensioneringen för gavelväggen visar att två av de fyra pelarna inte klarar de dimensionerande lasterna om det stabiliserande elementet förlorar sin bäring. För att klara lasterna krävs det $3\phi 20$ i överkant respektive underkant i kraftriktningen jämfört med befintliga $2\phi 20$. Trots att det procentuellt är en relativt liten del av gavelväggen som förlorar sin bärförmåga leder det till instabilitet som i förlängningen kan leda till ett fortskridande ras.

Tyrénshuset uppfyller således inte villkor a i BSDO 94. Om en direkt dimensionering hade utförts under projekteringsfasen för Tyrénshuset, hade konsekvenserna av en primär skada förmodligen kunnat begränsas och villkor a uppfyllts. Således kan slutsatsen dras att en direkt dimensionering i många fall kan vara ett utmärkt komplement om man vill höja skadetåligheten hos en byggnad.

11.3 Avslutande kommentarer

Analysen av Tyrénshuset visar att indirekt tillsammans med direkt dimensionering är en relativt kostnadseffektiv metod för att uppfylla kraven gällande fortskridande ras. Självklart är det alltid en ekonomisk fråga och en individuell bedömning ifrån fall till fall med avseende på läge, våningsantal och användning.

Normen anger att fortskridande ras ska förebyggas, men den är relativt vag och fri för tolkning. Om den information som rapporten förmedlar används tillsammans med den föreslagna projekteringsgången i kapitel 9, bör man som konstruktör täckt in de flesta aspekter gällande risken för fortskridande ras.

Referenser

- [1] Albertsson, Åke – Bernander, K G – Engström, Björn – Glemberg, Ronny – Kärrholm, Gunnar – Losberg, Anders – Sahlin, Sven (1982), *Betongkonstruktioners dimensionering för undvikande av fortskridande ras*, Institutionen för Konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Rapport 82:11, Göteborg.
- [2] Gallagher, Dominic (2005-11-01), From Here to Modernity, http://www.open2.net/modernity/3_13.htm
- [3] Lidberg, Lena (2002), Flera faktorer bakom WTC:s ras, *SIS Standard magazine*, Årgång 2, Nr 1 s. 9.
- [4] Johansson, Bernt (2001), Attacken mot World Trade Center Vad hände med byggnaden och vad kan vi lära?. *Stålbyggnadsdagen*, Malmö
- [5] Ellingwood, Bruce R. – Dusenberry, Donald O. (2005), Building Design for Abnormal Loads and Progressive Collapse, *Computer-Aided Civil Infrastructure Engineering*, Årgång 20, Nr 3 s. 194-205.
- [6] Åkerlund, Sture (1994), *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*, Boverket, Karlskrona
- [7] The Building Regulations 2000 (2004), *Structure – Approved document A-2004 edition*, The Stationery Office, Norwich
- [8] Åkerlund, Sture (2005), Attentaten den 11 september har påverkat Eurokoden för olyckslast, *SIS EurokodNytt*, Nr 3
<http://www.sis.se/upload/632546205811286698.pdf>, 2005-10-06
- [9] Boverket (2003), *Regelsamling för konstruktion – Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*, Boverket, Karlskrona.
- [10] Multihazard Mitigation Council of the National Institute of Building Science (2002), *Prevention of Progressive Collapse: Report on the July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Efforts*, Rosemont, Illinois.
- [11] Engström, Björn (1983), *Kraftöverförande anslutningar mellan betongelement*, Institutionen för konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Publikation 83:2, Göteborg
- [12] Betongelementföreningens handbok, *Bygga med Prefab*, Betongvaruindustrin, Danderyd

Referenser

- [13] Boverket (2004), *Boverkets Handbok om Betong Konstruktioner – BBK 04*, Karlskrona
- [14] Engström, Björn (1983), Ductility of tie connections for concrete components in precast structures, Institutionen för konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Publikation 83:1, Göteborg
- [15] Eligehausen, Rolf (1998), *Ductility of Reinforced Concrete Structures*, Comité Euro-International du Béton (CEB), Lausanne
- [16] Gerdt, Ronny (2005-10-26), Muntlig källa
- [17] Gerdt, Ronny (2001), Ritningsmaterial över Tyrénshuset, Malmö
- [18] Scandinavian Weld Tech (2005-12-13), Dimensioneringstabell C- samt Z-profil (20050314)
http://www.swt.se/downl/dimtabeller/fasadbalk_C_Z_svensk_20050314.pdf
- [19] Lorentsen, Mogens (1990), *Betonghandbok Konstruktion Diagram-och tabellbilaga*, utgåva 2, Stockholm

Appendix A Beräkningar för indirekt dimensionering

A1 Anslutning M506

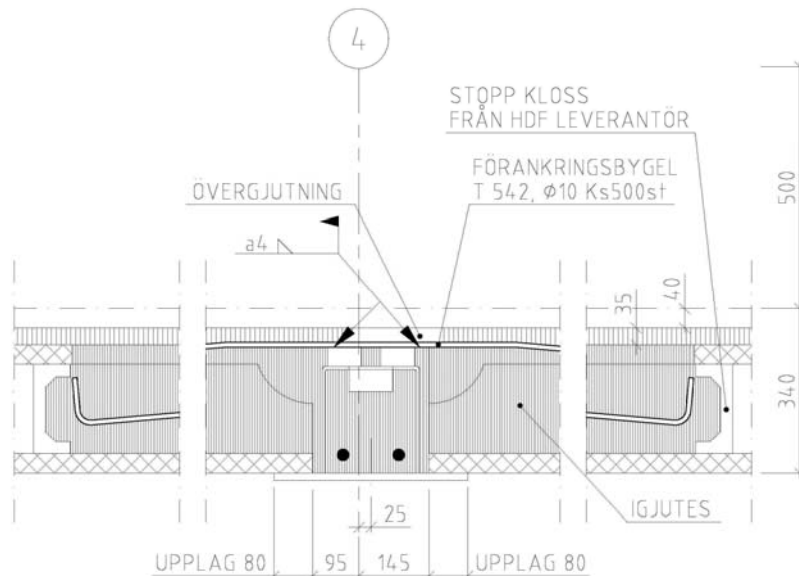
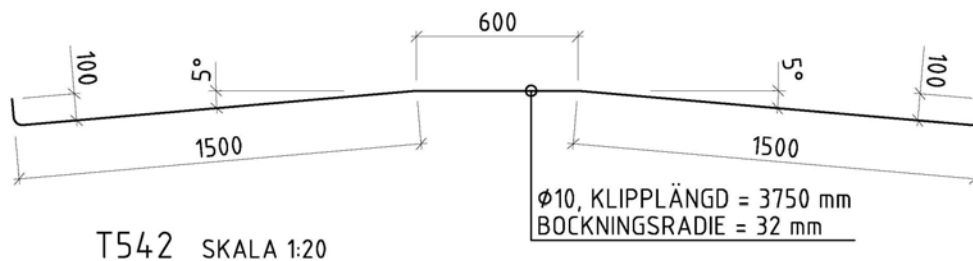


FigurA.1 Detalj M506, anslutning vid innerupplag i linje 4 [17]



Figur A.2 Detalj över förbindningen, M506 [17]

Kraft att kontrollera enligt figur 10.1: F_3

Dimensionerande kraft blir

$$F_{3sd} = l_2 \cdot 20 \text{ kN/m} = 24 \text{ kN}$$

där l_1 (1.2 m) är bredden för en bjälklagsplatta.

MaterialFörbindning: Armeringsjärn $\phi 10$ Ks 500

Igjutningsbruk: K30

Kontroll av förbindningens dragkraftskapacitet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = A_s = 78.5 \text{ mm}^2$$

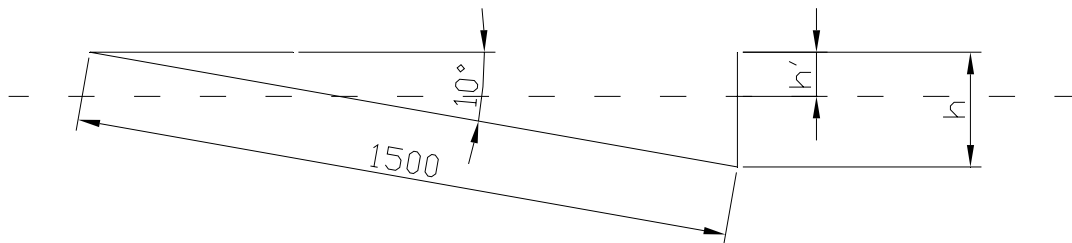
Dragkraftskapaciteten ges av

$$N_{Rtd} = A_{gr} \cdot f_{yd} = 78.5 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 39.3 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} > F_{3Sd} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av längd som får tillgodoräknas för vidhäftningsförankring

Enligt "Bygga med prefab, Anslutningar", avsnitt 2.2.3, får endast den del av förbindningsstången som är placerad med täckande betongskikt $\geq h'$ tillgodoräknas som förankringslängd. I detta fall är h' halva elementhöjden. Vid igjutning av fogen i figur 10.5 kommer förbindningsjärnet att bocka ner mer än angivet vinkel. Här väljs 10° vilket motsvarar att förbindningens lägsta punkt befinner sig nära botten av ursparningen i bjälklagsplattan.



$$h' = 135 \text{ mm}$$

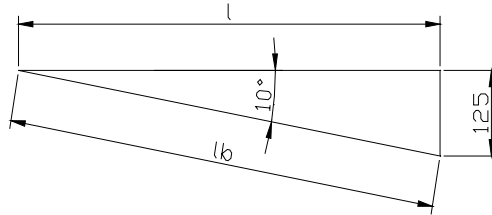
$$l = 1500 \text{ mm}$$

$$\alpha = 10^\circ$$

$$\sin(10^\circ) = \frac{h}{1500} \Rightarrow h = 260 \text{ mm}$$

Verksam höjd är den del av armeringsjärnen som är placerad under täckande betongskikt större än h' . Den verk samma höjden blir då

$$h_{\text{verksam}} = h - h' \Rightarrow h_{\text{verksam}} = 125 \text{ mm}$$



Längd som kan tillgodoräknas för vidhäftning blir

$$\sin(10) = \frac{125}{l_b} \Rightarrow l_b = 720 \text{ mm}$$

Enligt "Bygga med prefab, Anslutningar", avsnitt 2.2.3, gäller kravet

$$l \geq 75\phi = 750 \text{ mm}$$

$$\tan(10) = \frac{125}{l} \Rightarrow l = 709 \text{ mm}$$

vilket inte är uppfyllt i det aktuella fallet.

Kontroll av förbindningens förankring

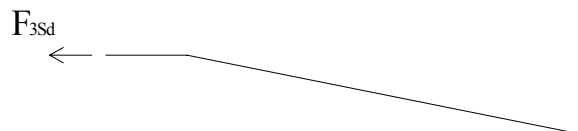
$$l_b = 720 \text{ mm}$$

$$\eta = 1.4$$

$$f_{ct} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{\pi\phi^2}{4} \Rightarrow A_s = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$\xi = 90$$



Vidhäftningsspänningen ges enligt

$$f_b = \eta f_{ct} = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24 \text{ MPa}$$

Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger förankringskraften

$$F_b = l_b \pi \phi f_b = 0.720 \cdot \pi \cdot 0.010 \cdot 2.24 \cdot 10^3 = 50.7 \text{ kN}$$

Förankringskraften genom inverkan av ändankare ges enligt

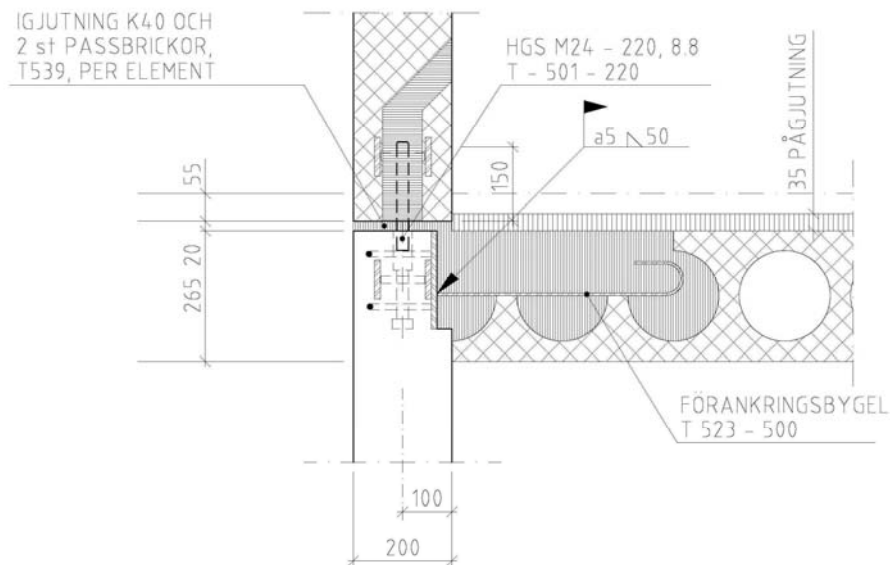
$$F_a = A_s \xi f_{ct} \Rightarrow F_a = 11.3 \text{ kN}$$

Detta ger följande krav

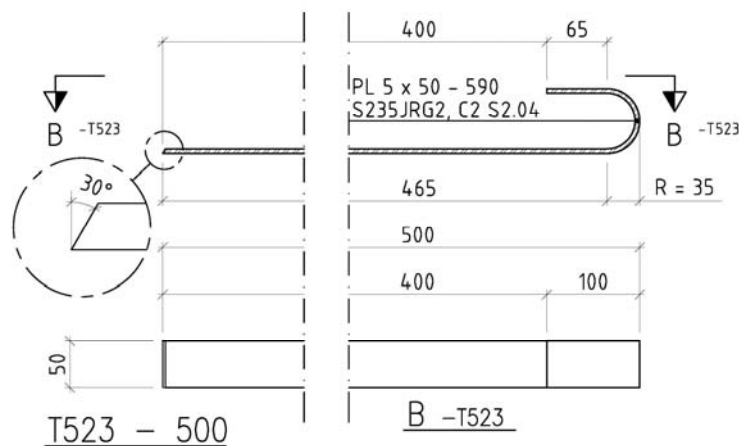
$$\sum F_f = F_b + 1/2 F_a \Rightarrow \sum F_f = 56.4 \text{ kN}$$

$\sum F_f > F_{3sd} \Rightarrow$ Förbindningens förankring klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

A2 Anslutning M512



Figur A.3 Detalj M512, bjälklagets anslutning till vägg i längsfog i linje A [17]



Figur A.4 Detalj över förbindningen, M512 [17]

Dimensionerande kraft blir

$$F_{sd} = l \cdot 20 \text{ kN/m} = 50 \text{ kN}$$

där l (2.5 m) är avståndet mellan anslutningarna.

Material

Förbindning: S235

Igjutningsbruk: K30

Kontroll av svetsförbandets kapacitet

$$f_{uk} = 340 \text{ MPa}$$

$$f_{euk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\varphi = 0.9$$

$$d = a = 5 \text{ mm}$$

$$l = 50 \text{ mm}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Svetsförbandets bärförmåga ges av

$$f_{euk} \geq f_{uk} \Rightarrow f_{vd} = \frac{\varphi \sqrt{f_{uk} f_{euk}}}{1.2 \gamma_n} = \frac{0.9 \sqrt{340 \cdot 500}}{1.2} = 309.2 \text{ MPa}$$

$$F_{R\alpha} = \frac{d l f_{vd}}{\sqrt{2 + \cos 2\alpha}} = \frac{0.005 \cdot 0.050 \cdot 309.2 \cdot 10^3}{\sqrt{2}} = 54.7 \text{ kN}$$

$F_{R\alpha} > F_{Sd} \Rightarrow$ Svetsfogen klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av förbindningens dragkraftskapacitet

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = b \cdot h = 50 \cdot 5 = 250 \text{ mm}^2$$

Dragkraftskapaciteten ges av

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yd} = 250 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3 = 58.8 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} > F_{Sd} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av förbindningens förankring

$$l = 465 \text{ mm}$$

$$\eta = 0.9$$

$$f_{ct} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$A_s = b \cdot h = 250 \text{ mm}^2$$

$$O_{PL5x50} = 2(b + h) = 2(50 + 5) = 110 \text{ mm}$$

$$\xi = 90$$

Förankringen genom vidhäftningsspänning ges av

$$f_b = \eta f_{ct} = 0.9 \cdot 1.60 \cdot 10^3 = 1.44 \text{ MPa}$$

Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger förankringskraften

$$F_b = O_{PL5x50} l f_b = 0.110 \cdot 0.465 \cdot 1.44 \cdot 10^3 = 73.7 \text{ kN}$$

Förankringskraften genom inverkan av ändankare ges enligt

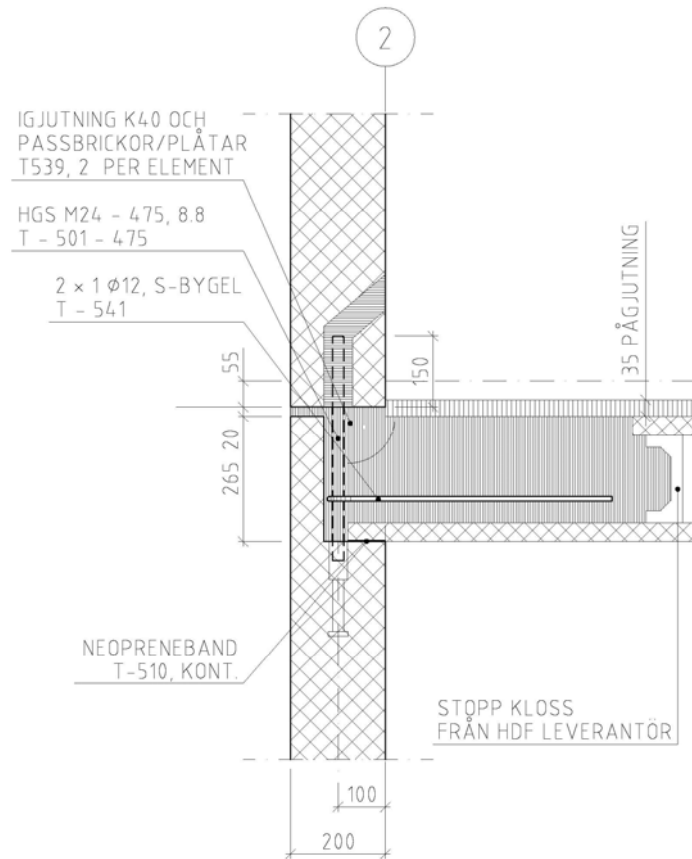
$$F_a = A_s \xi f_{ct} = 250 \cdot 10^{-6} \cdot 90 \cdot 1.60 \cdot 10^3 = 36 \text{ kN}$$

Detta ger följande krav

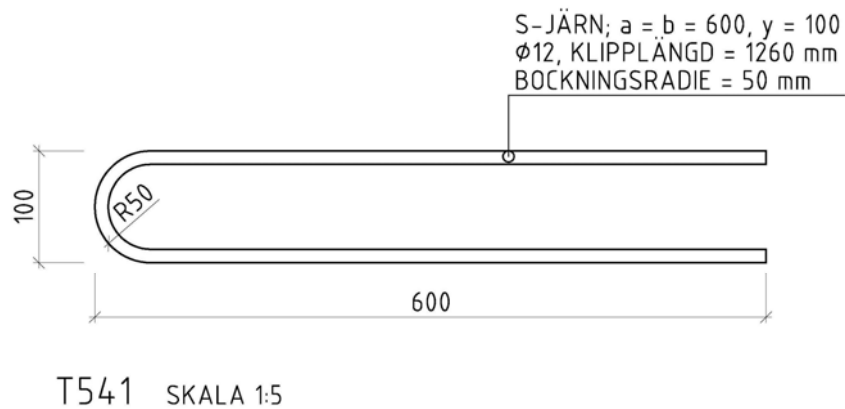
$$\sum F_f = F_b + \frac{1}{2} F_a = 73.7 + \frac{1}{2} 36 = 91.7 \text{ kN}$$

$\sum F_f > F_{sd} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

A3 Anslutning M514



Figur A.5 Detalj M514, anslutning mellan bjälklag och vägg i linje 2 [17]



Figur A.6 Detalj över förbindningen, M514 [17]

Kraft att kontrollera enligt figur 10.1: F_2

Dimensionerande kraft blir

$$F_{2sd} = l_2 \cdot 20 \text{ kN} / \text{m} = 34 \text{ kN}$$

där l_2 (1.7 m) är avståndet mellan anslutningarna.

Material

Förbindningar: Byglar $\phi 12$ Ks500

Igjutningsbruk: K30

Dymling: M24 8.8

Kontroll av förbindningens dragkraftskapacitet

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = \frac{2\pi\phi^2}{4} = \frac{2\pi 12^2}{4} = 226.2 \text{ mm}^2$$

Dragkraftskapaciteten ges av

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yd} = 226.2 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 113.1 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} > F_{2Sd} \Rightarrow$ Förbindningen klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av förbindningens förankring

$$l = 2 \cdot 550 \text{ mm}$$

$$\eta = 1.4$$

$$f_{ct} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$A_s = A_{gr} = 226.2 \text{ mm}^2$$

Förankringen genom vidhäftningsspänning ges av

$$f_b = \eta f_{ct} = 1.4 \cdot 1.60 = 2.24 \text{ MPa}$$

Vidhäftningsspänningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger förankringskraften

$$F_b = l\pi\phi f_b = 1.100 \cdot \pi \cdot 0.012 \cdot 2.24 \cdot 10^3 = 92.9 \text{ kN}$$

$F_b > F_{2Sd} \Rightarrow$ Förbindningens förbindning klarar att överföra dimensionerande dragkraft enligt norm.

Kontroll av dymlingens bärförmåga

$$f_{cc} = 28.5 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\phi = 24 \text{ mm}$$

$$c = 100 - 1/2\phi = 88 \text{ mm}$$

$$b = 2c = 176 \text{ mm}$$

I BBK 04, avsnitt 6.8.3, kan bärförmågan hos dymling bestämmas med hjälp av följande uttryck

$$F_{dy} = \phi^2 \sqrt{f_{cc} f_{st}} = 0.024^2 \sqrt{28.5 \cdot 10^3 \cdot 800 \cdot 10^3} = 87.0 \text{ kN}$$

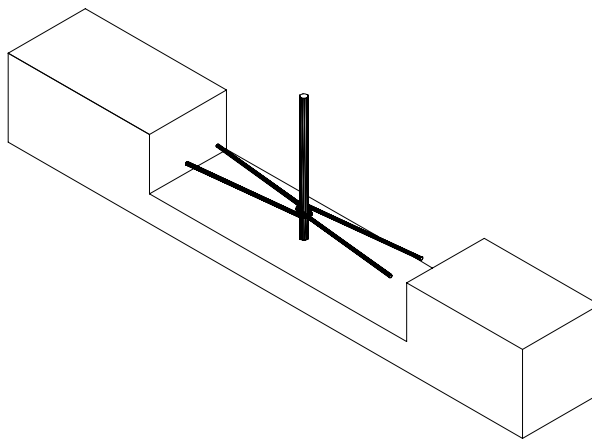
dock högst

$$F_{dy,max} = 0.2bcf_{ct} = 0.2 \cdot 0.176 \cdot 0.088 \cdot 1.95 \cdot 10^3 = 6.0 \text{ kN}$$

$F_{dy,max} < F_{2St} \Rightarrow$ Täckande betongskikt kan inte överföra kraften i dymlingen, således måste en kontroll utföras för att bestämma om dymlingens omslutande bygelarmering klarar att överföra kraften.

Kontroll av dymlingens bygelarmering

Dymlingen är fäst till väggelementen genom ingjutning samt två omslutande byglar enligt figur A.5 Vid stora deformationer antas två av de fyra stängerna som utgör byglarna bli dragna. Dessa kan då räknas som dragna armeringsjärn.



Figur A.7 Dymlingen är infäst till väggelementet genom två omslutande byglar

K40

$$f_{ct} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{gr} = \frac{\pi\phi^2}{4} = \frac{\pi 10^2}{4} = 78.5 \text{ mm}^2$$

$$l_b = 2 \cdot 450 \text{ mm}$$

$$\eta = 1.4$$

$$\phi = 10 \text{ mm}$$

Dragkraftskapaciteten ges av

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yd} = 2 \cdot 78.5 \cdot 10^{-6} \cdot 500 \cdot 10^3 = 78.5 \text{ kN}$$

Förankringen genom vidhäftningsspänning ges av

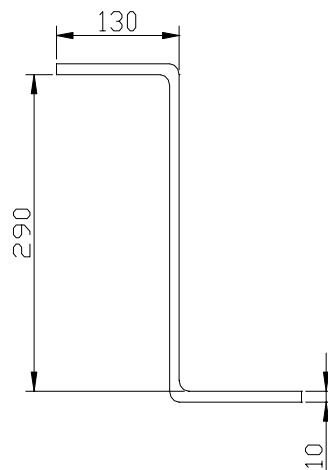
$$f_b = \eta f_{ct} = 1.4 \cdot 1.95 = 2.73 \text{ MPa}$$

Vidhäftningen antas jämnt fördelad över armeringens yta, vilket ger kraften

$$F_{dy,b} = l_b \pi \phi f_b = 0.900 \cdot \pi \cdot 0.010 \cdot 2.73 \cdot 10^3 = 77.2 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} ; F_{dy,b} > F_{2Sd} \Rightarrow$ Dymlingens bygelarmering klarar dimensionerande dragkraft enligt norm.

A4 Kontroll av kantbalkens kapacitet som dragband



Figur A.8 Tvärsnitt för Z300 fasadbalk

Z-balken fungerar som upplag för bjälklagsplattorna i linje 8 och är skarvad vid vartannat pelarupplag. Skarven är utförd med ett skruvförband som är utformat enligt figur A.10

Kraft att kontrollera enligt figur 10.1: F_1

Dimensionerande kraft blir

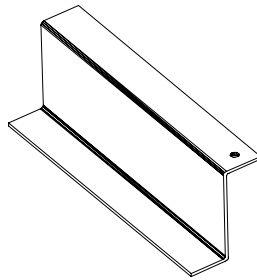
$$F_{1sd} = l_1/2 \cdot 20 \text{ kN/m} = 102 \text{ kN}$$

där l_1 (10.2 m) är bjälklagets halva spännvidd mellan linje 4 och 8 enligt figur 10.2.

Material

S 355 J0
SWT Z-300
L-stål 150x100x10
Bult M20 8.8

Kontroll av balkens dragkraftskapacitet



Figur A.9 Z300 fasadbalk med hål för bultskarv

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$f_{uk} = 490 \text{ MPa}$$

Tvärsnittsareor för balk med respektive utan hål för bult

$$A_{gr} = 5500 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = 5250 \text{ mm}^2$$

Normalkraftskapaciteten i materialet ges av det lägsta av följande värden

$$N_{Rtd} = A_{gr} f_{yk} = 5500 \cdot 10^{-6} \cdot 355 \cdot 10^3 = 1952.5 \text{ kN}$$

$$N_{Rtd} = A_{net} f_{uk} = 5250 \cdot 10^{-6} \cdot 490 \cdot 10^3 = 2572.5 \text{ kN}$$

$N_{Rtd} > F_{1sd} \Rightarrow$ Balken klarar att överföra normalkraften enligt norm.

Kontroll av bultens skjuvkraftskapacitet

$$f_{bud} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_{ud} = 490 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 314.2 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_s = d = 20 \text{ mm}$$

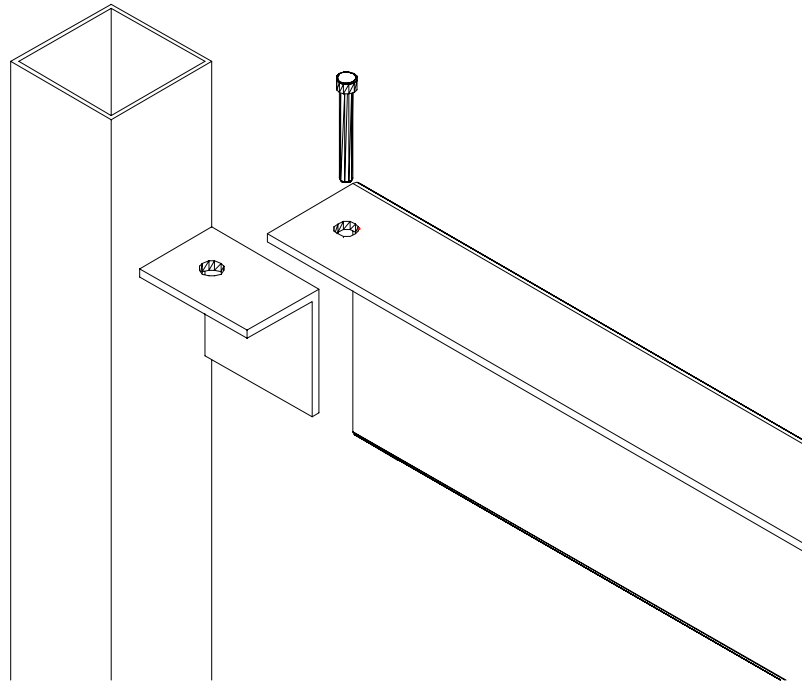
$$t = 10 \text{ mm}$$

Kapaciteten ges enligt BSK 99, avsnitt 6.43, av det lägsta av följande värden

$$F_{Rvd} = 0.6 A_1 f_{bud} = 0.6 \cdot 314.2 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 10^3 = 150.8 \text{ kN}$$

$$F_{Rbd} = 1.2 \left(\frac{e_1}{d} - 0.5 \right) d_s t f_{ud} = 1.2 \left(\frac{0.050}{0.020} - 0.5 \right) \cdot 0.020 \cdot 0.010 \cdot 490 \cdot 10^3 = 235.2 \text{ kN}$$

$$F_{Rvd} > F_{Rbd} \Rightarrow \text{Bulten klarar att överföra skjuvkraften enligt norm.}$$

Kontroll av svetsförbandets kapacitet mellan L-stål och pelare

Figur A.10 Balkens upplag utgörs av L-stålet som är svetsat på fasadpelaren

$$\begin{aligned}
 f_{euk} &= 500 \text{ MPa} \\
 f_{uk} &= 490 \text{ MPa} \\
 \gamma_n &= 1.0 \\
 d &= a = 5 \text{ mm} \\
 l &= 2(150 + 100) = 500 \text{ mm} \\
 \varphi &= 0.9 \\
 \alpha &= 45^\circ
 \end{aligned}$$

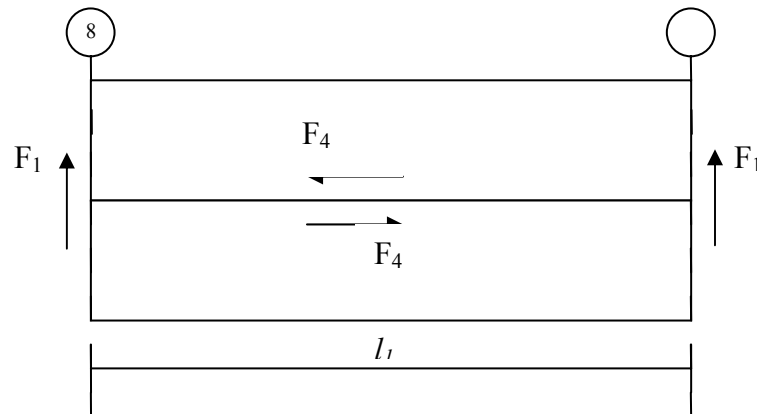
Med dessa förutsättningar ges svetsens kapacitet av

$$\begin{aligned}
 f_{wd} &= \frac{\varphi \sqrt{f_{uk} f_{euk}}}{1.2 \gamma_n} = \frac{0.9 \sqrt{490 \cdot 500}}{1.2} = 371.2 \text{ MPa} \\
 F_{R\alpha} &= \frac{d l f_{wd}}{\sqrt{2 + \cos 2\alpha}} = \frac{0.005 \cdot 0.500 \cdot 371.2 \cdot 10^3}{\sqrt{2}} = 656.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$F_{R\alpha} > F_{1, \text{sd}} \Rightarrow$ Förbandet klarar att överföra dragkraften enligt norm.

A5 Kontroll av skjuvkraftskapaciteten i bjälklagsplattornas längsfogar

För att åstadkomma skjuvfriktion mellan bjälklagsplattorna, F_4 i figur A.11, utnyttjas F_1 som klämkraft.



Figur A.11 F_1 används som klämkraft för att åstadkomma skjuvkraft mellan bjälklagsplattorna

F_1 ska kunna utnyttjas som klämkraft för halva spännvidden l_l och F_4 kan beräknas som klämkraften gånger friktionskoefficienten, enligt *Bygga med prefab*. Klämkraften F_1 antas vara den minsta av kapaciteterna beräknade i tidigare avsnitt. I linje 4 ligger en hattbalk som upplag för bjälklagsplattorna. Balken antas ha en högre kapacitet än den fasadbalk som ligger i linje 8. För att vara på säkra

sidan tillgodoses bara kapaciteten som finns i fasadbalken. För betong mot betong antas friktionskoefficienten vara 0.7.

Dimensionerande kraft blir

$$F_{4Sd} = l_1/2 \cdot 20 \text{ kN/m} = 102 \text{ kN}$$

där l_1 (10.2 m) är bjälklagets spännvidd mellan linje 4 och 8

Kontroll av skjuvkraftskapacitet

$$k = 0.7$$

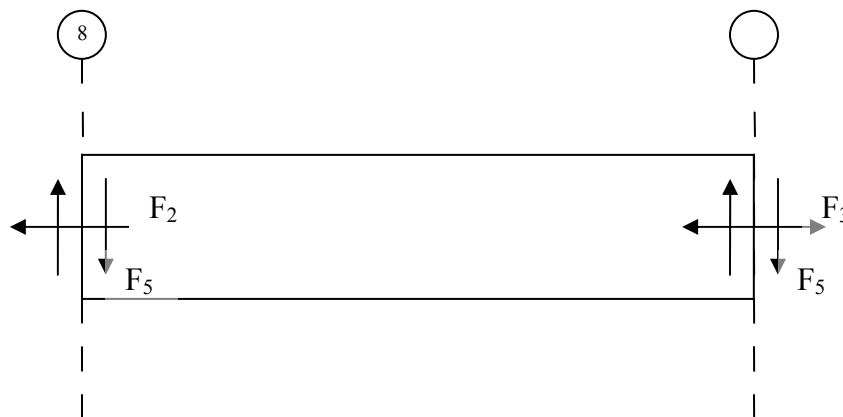
$$F_{1,8,\min} = 150.8 \text{ kN}$$

$$F_4 = k F_{1,8,\min} = 0.7 \cdot 150.8 = 105.6 \text{ kN}$$

$F_4 > F_{4Sd} \Rightarrow$ Bjälklagsfogen klarar att överföra dimensionerande skjuvkraft enligt norm.

A6 Kontroll av skjuvkraftskapaciteten mellan kantbalk och bjälklagsplattor

Kontrollen går till på liknade sätt som ovan med skillnaden att här används istället F_2 och F_3 som klämkrafter, se figur A.12. Kontrollen utförs i linje 4 och 8 enligt figur 10.2.



Figur A.12 F_2 och F_3 används för att åstadkomma skjuvkraft mellan kantbalk och bjälklagsplattor

F_2 och F_3 ges av minsta kapaciteten beräknade i tidigare avsnitt. Värdet på friktionskapaciteten mellan stål och betong sätts till 0.6.. I linje 8 kan man även tillgodoräkna kraftöverföring genom dymlingsverkan.

Kraft att kontrollera enligt figur 10.1: F_5

Dimensionerande krafter blir

$$F_{5Sd,8} = l_{2,8} \cdot 20 \text{ kN/m} = 48 \text{ kN}$$

$$F_{5Sd,4} = l_{2,4} \cdot 20 \text{ kN/m} = 24 \text{ kN}$$

där $l_{2,8}$ (2.4 m) resp. $l_{2,4}$ (1.2 m) är den upplagslängd som F_2 resp. F_3 är dimensionerad att överföra last ifrån.

Kontroll av skjuvkraftskapacitet i linje 4

$$k = 0.6$$

$$F_{3,\min} = 39.3 \text{ kN}$$

$$F_{5,4} = k F_{3,\min} = 0.6 \cdot 39.3 = 23.6 \text{ kN}$$

$F_{5,4} < F_{5Sd,4} \Rightarrow$ Fogen i linje 4 klarar inte att överföra dimensionerande skjuvkraft enligt norm.

Kontroll av skjuvkraftskapacitet i linje 8

$$A = 250 \text{ mm}^2$$

$$f_{cc} = 21.5 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$F_{Rtd} = F_{2,\min} = 58.8 \text{ kN}$$

$$F_{Rvd} = V_{Rd} = 0.50 A f_{yk} = 0.50 \cdot 250 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^6 = 29.4 \text{ kN}$$

Vid samtidig påverkan av dragkraft och tvärkraft gäller enligt BSK 99 avsnitt 6.433 följande villkor

$$\left(\frac{F_{St}}{F_{Rtd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{Sv}}{F_{Rvd}} \right)^2 \leq 1.0$$

Plattstålet har en area på 250 mm^2 , vilket motsvarar ett rundstål med diametern 16 mm. ”Bygga med prefab, Anslutningar”, avsnitt 2.2.4.2, ger följande bärförmåga genom dymlingsverkan

$$F_v = F_{Sv} = \phi^2 \sqrt{f_{cc} f_{st}} = 0.016^2 \cdot \sqrt{21.5 \cdot 235} = 18.2 \text{ kN}$$

Vid antagandet att hela kraftöverföringen genom dymlingsverkan utnyttjas blir villkoret enligt BSK 99, avsnitt 6.433 följande

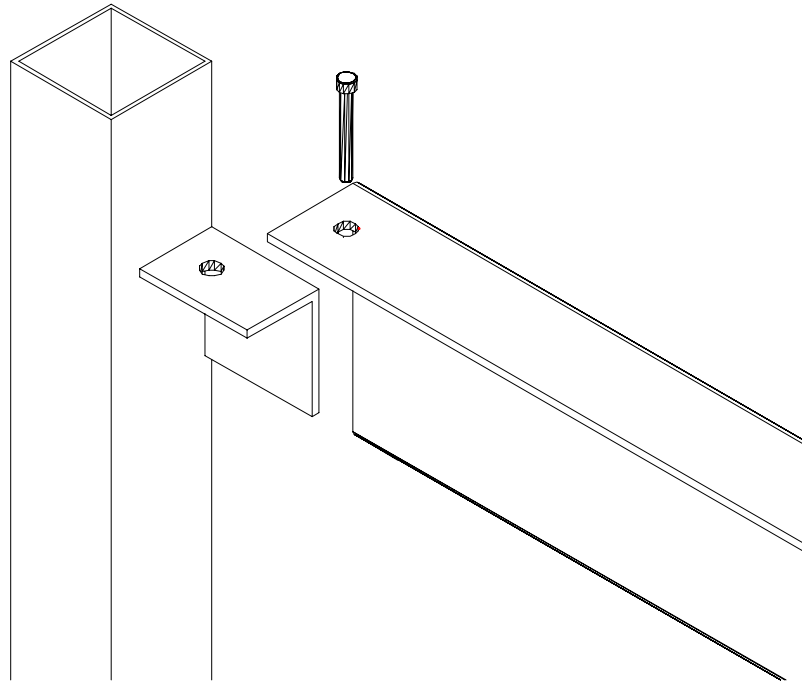
$$\left(\frac{F_{St}}{58.8}\right)^2 + \left(\frac{18.2}{29.4}\right)^2 \leq 1.0$$

Ekvationen ger $F_{St} = 46.1 \text{ kN}$. Detta ger följande värde på kraften $F_{5,8}$

$$F_{5,8} = 0.6 \cdot 46.1 + 18.2 = 45.9 \text{ kN}$$

$F_{5,8} < F_{5Sd,8} \Rightarrow$ Fogen mellan kantbalk och bjälklagsplatta klarar inte att överföra dimensionerande skjuvkraft enligt norm

A7 Kontroll av ihopkopplingen mellan fasadbalk och pelare



Figur A.13 Ihopkopplingen mellan fasadbalk och pelare (Lika figur A.10)

Kraft att kontrollera enligt figur 10.1: F_6

Dimensionerande kraft blir

$$F_{6Sd} = l_2 / 2 \cdot 20 \text{ kN} / \text{m} = 51 \text{ kN}$$

där l_2 (5.1 m) är avståndet mellan pelarna i linje 8 enligt figur 10.2.

Material

S 355 J0

L-stål 150x100x10

Bult M20 8.8

Kontroll av bultens skjuvkraftskapacitet

$$f_{bud} = 800 \text{ MPa}$$

$$f_{ud} = 490 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 314.2 \text{ mm}^2$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$d_s = d = 20 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

Kapaciteten ges av det lägsta av följande värden

$$F_{Rvd} = 0.6 A_1 f_{bud} = 0.6 \cdot 314.2 \cdot 10^{-6} \cdot 800 \cdot 10^3 = 150.8 \text{ kN}$$

$$F_{Rbd} = 1.2 \left(\frac{e_1}{d} - 0.5 \right) d_s t f_{ud} = 1.2 \left(\frac{0.050}{0.020} - 0.5 \right) \cdot 0.020 \cdot 0.010 \cdot 490 \cdot 10^3 = 235.2 \text{ kN}$$

$$F_{Rvd} > F_{6Sd} \Rightarrow \text{Bulten klarar att överföra skjuvkraften enligt norm.}$$

Kontroll av svetsförbandets kapacitet mellan L-stål och pelare

$$f_{uk} = 490 \text{ MPa}$$

$$f_{euk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_n = 1.0$$

$$d = a = 5 \text{ mm}$$

$$l_{||} = 100 \text{ mm}$$

$$l_{\alpha} = 150 \text{ mm}$$

$$\varphi = 0.9$$

$$\alpha = 45^\circ$$

Med dessa förutsättningar ges svetsens kapacitet av

$$f_{wd} = \frac{\varphi \sqrt{f_{uk} f_{euk}}}{1.2 \gamma_n} = \frac{0.9 \sqrt{490 \cdot 500}}{1.2} = 371.2 \text{ MPa}$$

$$F_{R\alpha} = \frac{d l_{\alpha} f_{wd}}{\sqrt{2 + \cos 2\alpha}} = \frac{0.005 \cdot 2 \cdot 0.150 \cdot 371.2 \cdot 10^3}{\sqrt{2}} = 394.5 \text{ kN}$$

$$F_{R||} = 0.6 d l_{||} f_{wd} = 0.6 \cdot 0.005 \cdot 2 \cdot 0.100 \cdot 371.2 \cdot 10^3 = 222.7 \text{ kN}$$

$$F_{R\alpha}; F_{R//} > F_{6Sd} \Rightarrow \text{Förbandet klarar att överföra kraften enligt norm.}$$