

Förebyggande av progressiv kollaps i anslutningar

Shilan Mohammadi

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildning i byggnads-och samhällsteknik

Raseborg 2023

EXAMENSARBETE

Författare: Shilan Mohammadi

Utbildning och ort: Byggnads- och samhällsteknik, ingenjör (YH), Raseborg

Inriktning: Konstruktionsplanering

Handledare: Johan Degerlund Yrkehögskolan Novia, Jonas Nykri Ramboll Finland
och Ilkka Mikkola Ramboll Finland.

Titel: Förebyggande av progressiv kollaps i anslutningar

Datum: 26.3.2023

Sidantal: 61

Bilagor: 1

Abstrakt

Det här examensarbetet utfördes på uppdrag av Ramboll-Finland med syftet att undersöka användningen av stålbalkar med direkt anslutning till kompositpelare för att kontrollera spänning, töjning och bultarnas skjuvhållfasthet mot förbandskrafter i förbandssystemet. Målet var att ge Ramboll en ökad förståelse för dimensionering av förbandssystem enligt SFS-EN-1991-1-7, Betoninormikortisto n:o 23, samt de senaste anvisningarna från *Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti* som publicerades i slutet av 2022.

Arbetet består av en teoretisk del som behandlar förebyggande av progressiv kollaps genom användning av förbandssystem, samt simulerade anslutningar i RFEM. Datorsimuleringar och dimensionering utfördes för att utvärdera prestandan hos stålplattor med bultar, och resultaten visar att dessa har tillräckligt med styvhet och kapacitet att överföra krafter jämfört med armeringsnät. Resultaten av studien visar att direkt anslutning till kompositpelare med stålplattor och bultar är ett lovande alternativ för stålkonstruktioner och kan bidra till att minska mängden stål som slängs på deponier. Normer kan användas för att fastställa konstruktionsskarv och designa viktiga element som klarar specifika värme- eller oväntade belastningar.

Sammanfattningsvis visar denna studie att direkt anslutning till kompositpelare med stålplattor och bultar är en effektiv metod för att förhindra progressiv kollaps i stålkonstruktioner och kan bidra till att öka säkerheten i byggnader.

Språk: svenska

Nyckelord: progressiv kollaps, förebyggande mot progressiv kollaps, kompositpelare direkt anslutning.

BACHELOR'S THESIS

Author: Shilan Mohammadi

Degree Programme: Civil and Construction Engineering

Specialisation: Structural Design

Supervisor(s): Johan Degerlund Novia University of Applied Sciences, Jonas Nykri

Ramboll Finland, Ilkka Mikkola Ramboll Finland.

Title: Prevention of Progressive Collapse in Connections

Date: 26.3.2023

Number of pages: 61

Appendices: 1

Abstract

This thesis was commissioned by Ramboll-Finland with the aim of investigating the use of steel beams with direct connection to composite columns to control stress, strain, and bolt shear resistance against joint forces in the structural system. The goal was to provide Ramboll with a better understanding of the design of structural joints according to SFS-EN-1991-1-7, Betoninormikortisto n:o 23, and the latest guidelines from Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti published at the end of 2022.

The thesis consisted of a theoretical part that deals with the prevention of progressive collapse using structural joints, as well as simulated connections in RFEM. Simulations and dimensioning were carried out to evaluate the performance of steel plates with bolts, and the results showed that they have sufficient stiffness and capacity to transfer forces compared to reinforcement mesh. The study's results indicate that direct connection to composite columns with steel plates and bolts is a promising alternative for steel structures, reducing the amount of steel waste generated by construction activities. Standards can be used to determine joint construction and design critical elements capable of withstanding specific heat or unexpected loads.

In conclusion, this study showed that direct connection to composite columns with steel plates and bolts is an effective method to preventing progressive collapse in steel structures and can contribute to improving building safety.

Language: Swedish

Key words: progressive collapse, prevention against progressive collapse, Composite column direct connection

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Bakgrund.....	2
1.2	Användning av stål balkar med bultar i direkt anslutna till kompositpelarna .	2
1.3	Syfte	3
1.4	Avgränsningar	4
2	Progressiv kollaps.....	5
2.1	Exempel	7
3	Teori.....	9
3.1	Planering och dimensionering mot progressiv kollaps.....	9
3.2	Robusta konstruktioner	11
3.3	Styrka i anslutningen.....	13
3.4	Begränsa den progressiva kollapsen.....	15
3.5	Förebyggande av lokala skador.....	16
3.5.1	Eliminering eller minskning av risken för kollaps genom strukturåtgärder.....	17
3.5.2	Dimensionering mot olyckslaster	17
3.6	Omfattning av konsekvensklasser	18
4	Förebyggande progressiv kollaps med hjälp av bindsystem	21
4.1	Horisontella förband	23
4.2	Ring och inre förband.....	24
5	Dimensionering av ring och inre banden	29
5.1	Dimensionering av förankring av pelaren till mellanbjälklag i konsekvensklasserna CC3a.....	32
5.2	Sekundära förbindelser.....	33
6	Vindlast.....	35
7	Betonghålbjälklag.....	37
8	Beräkningsdel och resultat.....	38
8.1	Horisontella ring och inre förbandskrafterna i konsekvensklasserna CC3a..	38
9	Förankring av pelaren till mellanbjälklag i konsekvensklasserna CC3a	42
9.1	Använda stål balkar och direkt anslutningar till kompositpelarna.....	42
9.1.1	Pelare som ligger emellan två balkar	43
9.1.2	Pelare som ligger i kanten	49
9.1.3	Pelare som ligger i hörnen.....	54
10	Sammanfattning	59
11	Källförteckning	60
	Bilagor.....	62

1 Inledning

Under sin livstid kan varje konstruktion drabbas av små lokala skador på grund av oväntade händelser som t.ex. naturkatastrofer eller misskötsel. Dessa initiala skador kan begränsas och stoppas, men de kan också öka skadenivån, vilket leder till progressiv kollaps.

Progressiv kollaps är en viktig fråga inom byggt teknik och konstruktion. Progressiv kollaps är en situation där en byggnads stabilitet gradvis försämras och leder till en olycka. Detta kan ske när en eller flera av byggnadens vertikala lastbärande komponenter, såsom pelare, faller eller kollapsar. Progressiv kollaps är en situation där skador på en konstruktion sprider sig från element till element, från en initierande händelse, till den punkt där hela konstruktionen kollapsar eller en stor del av den. För att förebygga progressiv kollaps är det viktigt att säkerställa att byggnader är robusta och hållbara nog för att klara extrema belastningar och oväntade händelser. (Ellingwood et al, 2007, s. 1).

Orsaken till denna typ av kollaps kan vara oväntade belastningar, såsom en fordonsolycka, en explosion, en terroristattack eller konstruktionsfel. Därför är det viktigt att genomföra regelbunden inspektion och underhåll av byggnaderna för att upptäcka och rätta till eventuella problem i en tidig fas, samt att följa fastställda byggbestämmelser och riktlinjer för att säkerställa byggnadens hållbarhet och säkerhet. (Ellingwood et al, 2007, s.81).

För att förhindra eller begränsa dessa olyckor har bestämmelser och riktlinjer fastställts. Dessa bestämmelser och riktlinjer riktar sig till byggprocessen och innehåller t.ex. krav på byggmaterial och konstruktionsteknik. Rekommendationer för begränsningstekniker, som t.ex. förstärkning av konstruktionen, installation av säkerhetssystem eller regelbunden inspektion och underhåll, har också givits. Genom att följa dessa bestämmelser och riktlinjer samt tillämpa lämpliga begränsningstekniker kan man säkerställa en byggnads säkerhet och hållbarhet. (Engström, et al, 2007, s.78).

Bestämmelser och riktlinjer finns för att säkerställa en byggnads säkerhet och hållbarhet, och de inkluderar krav på byggmaterial och teknik samt rekommendationer för förstärkning, säkerhetssystem och regelbunden inspektion. För att förebygga

progressiv kollaps är det viktigt att använda avancerade analysmetoder, datorsimuleringar, förstärkt betong och stålkomponenter samt säkerställa regelbunden inspektion och underhåll. Ett exempel på en orsak till progressiv kollaps är en oväntad belastning, som en explosion eller en fordonsolycka. I sådana situationer kan den initierande händelsen leda till en kedjereaktion, där skador på en komponent kan orsaka skador på en annan, tills hela konstruktionen är drabbad. (Ellingwood et al, 2007, s.81).

För att minimera risken för progressiv kollaps, är det viktigt att använda högkvalitativa material och en robust design för byggnadens kritiska komponenter. Dessutom kan ingenjörer och arkitekter använda avancerade tekniker som belastningsanalys och datorsimulering för att förutsäga hur byggnaden kommer att reagera under extrema belastningar.

Viktigt att notera är också att riktlinjer och bestämmelser för byggande och konstruktion ofta uppdateras och förbättras, för att säkerställa att byggnader är säkra och hållbara och för att minimera risken för progressiv kollaps.

1.1 Bakgrund

Detta examensarbete undersöker förebyggande av progressiv kollaps i anslutningar mellan kompositpelare och betonghålbjälklag. Detta i enlighet med bestämmelserna som anges i Eurokod gällande progressiv kollaps, med hänsyn till horisontell anslutning, i olika kombinationer. En del arbetet att behandla vad progressiv kollaps är och hur man kan förebygga olycksituationer.

Beställare av studien är Ramboll Finland, företaget är intresserade av att undersöka alternativ för tillräcklig robusthet för att klara de vanligaste olyckslasterna genom:

1.2 Användning av stålbalkar med bultar i direkt anslutna till kompositpelarna

Objektet i det här examenarbetet är ett av de projekt som jag har arbetat med under min praktik på Ramboll. Projektet är en laboratorie- och kontorsbyggnad belägen i Esbo.

Byggnaden är nio våningar totalt, varav sex våningar är kontorsutrymme, bottenvåningen har förråd och restaurangyta samt en källare, som är en parkeringsplats. Den översta våningen är ventilationsmaskinsrum. Materialet i byggnadens bärande stomme är stål och betong. De horisontella konstruktionerna är balkar anslutna till stålpelare. Balkarna stöder hålbjälklagsplattor.

Förebyggande av progressiv kollaps slutförs i enlighet med EN 1991-1-7 och dess nationella bilaga enligt konsekvenskategori CC3. Byggnaden utformas och uppförs enligt de bestämmelser som presenteras i standarderna SFS-EN 1990...SFS-EN 1999 så att den uppfyller kraven i den normalt allmänna dimensionerings situationen.

Dessutom används horisontella anslutning förbandssystem i horisontella konstruktioner. Vertikala förband används i alla bärande pelare och väggar enligt avsnitt och vertikala konstruktioner knyts till horisontella strukturer.

Arbete simuleras i RFEM. RFEM är ett konstruktion analysprogram som används för att beräkna och dimensionera olika typer av konstruktioner, såsom byggnader, broar, torn och stålkonstruktioner. Programmet kan användas för att utföra både linjära och icke-linjära beräkningar av olika materialtyper, i bland annat stål, betong, trä och glas.

En av de stora fördelarna med RFEM är dess förmåga att hantera komplexa strukturer och beräkningar. Man kan använda programmet för att genomföra linjära beräkningar av enklare konstruktioner, men också för att utföra icke-linjära beräkningar av mer komplexa konstruktioner. RFEM kan vara en mycket användbar programvara för att utföra strukturanalyser och dimensioneringar av konstruktioner.

1.3 Syfte

Utformningen av en byggnad för att motstå progressiv kollaps kan kräva analytiska metoder som inte används i rutindesign. Syftet med detta examensarbete är att erbjuda "bästa praxis" för designproffs för att minska sannolikheten för progressiv kollaps av byggnader i händelse av onormal belastning. (Ellingwood et al, 2007, s.3).

Syftet med detta examenarbete är att dimensionera förebyggande konstruktionens förbandsystem för att förhindra progressiv kollaps enligt nationella bilagan SFS-EN 1991-1-7. Beräkningsunderlag ska göras i Excel och i Mathcad vid behov, dessutom ska tre anslutningar modularas i RFEM-program.

Vid dimensionering räknas ut dragkapacitet i konstruktionsdelen som benämns i SFS-EN 1991-1-7. I examensarbetet borde också beaktas med målet att öka byggnadens robusthet mot progressiv kollaps enligt *Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti*. Efter det får vi möjlighet att dimensionera förbandssystem i anslutningar.

Dimensionering har utförts enligt betongföreningens Betoninormikortisto n:o 23. Därefter gjordes dimensionering enligt nya bilagor som har publicerats under hösten 2022. Det finns vissa skillnader mellan de gamla och nya anvisningarna men resultat är nästan samma.

1.4 Avgränsningar

Arbetet kommer att fokusera på förbandssystem i horisontella förband och kommer att undersöka hur man kan öka en byggnads robusthet genom att dimensionera förbandssystemen på rätt sätt. Även om arbetet kommer att beröra andra sätt att öka byggnaders robusthet kommer det endast att fokusera på förbandssystemen. Dessutom kommer arbetet att behandla ämnet progressiv och dess betydelse inom konstruktionstekniken.

Dessutom kommer arbetet att undersöka ämnet progressiv och dess betydelse för byggnadsdesign och säkerhet, och utvärdera olika metoder för att förhindra eller begränsa effekterna av dessa fenomen. Genom att integrera dessa tekniker i byggnadsdesignen kan man öka byggnaders hållbarhet och säkerhet och minimera riskerna för olyckor och katastrofer.

2 Progressiv kollaps

När byggnader kollapsar på grund av problem med bärande konstruktioner, har undersökningar visat att en större kollaps hade kunnat förhindras eller dess effekter begränsas om man hade bättre kunskap om konstruktionernas skadetolerans och kontinuerliga kollaps vid utformningen av byggnadens kapacitet mot skador. Detta innebär att det är viktigt att ta hänsyn till hur byggnaden kan ta skada och fortsätta fungera som avsett utan att skadan blir för stor eller påverkar byggnadens stabilitet. (RIL 201-4-2017, s. 9).

Mellan åren 1975 och 2005 upptäcktes många taksprickor och strukturella skador i Finland, där snöbelastning ofta orsakade skador på tak under vintrar med mycket snöfall. Under år 2010 ökade antalet kollapser av andra orsaker. För att undvika felaktig upphängning av limbalkar, spikförband och fackverksbalkar samt fastspända konstruktioner, bör man undvika strukturella utförandefel. I vissa fall kan lokaliseringssidén användas för att begränsa skadeområdet till ett acceptabelt område, men detta kräver alltid en last- och stabilitetsanalys av omgivande konstruktioner, och det är viktigt att visa att detta är det säkraste och mest tekniskt sunda alternativet. (RIL 201-4-2017, s. 10).

När man konstruerar byggnader och konstruktioner måste man ta hänsyn till både förutsägbara och oförutsägbara olyckssituationer. Genom att använda olika metoder, såsom dimensionering av material och skapande av hinder, kan man minska risken för skador och maximera byggnadens säkerhet.

Enligt EN-1991-1-7 finns det två typer av olyckssituationer: förutsägbara och oförutsägbara.

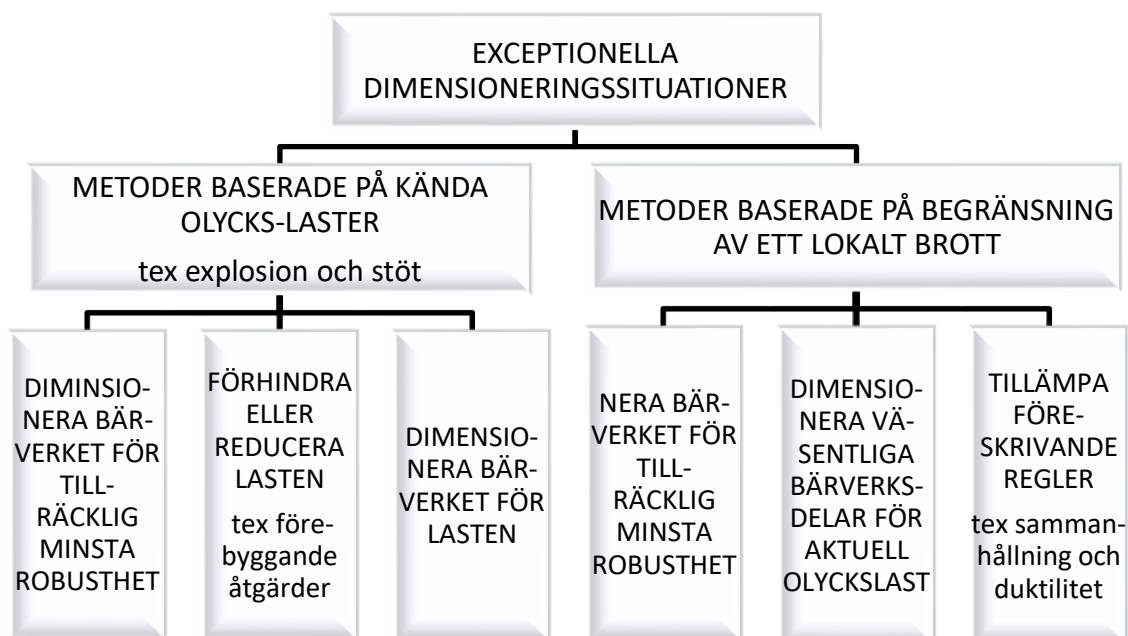
Förutsägbara eller kända är de olyckssituationer, såsom klassificeras som explosion, kollision, brand eller jordbävning, eller som oförutsägbara, såsom händelser som inte kan förutses vid tidpunkten för konstruktionen, med hänsyn till miljön och byggnaden

Oförutsägbara eller okända händelser kan vara en intern eller extern händelse som skadar konstruktionen, en felaktighet eller separation av en konstruktions bärförmåga

på grund av en oförutsägbar händelse, ett mänskligt misstag, en grundböjning, oförutsägbara termiska eller fuktrörelser.

Därför är det viktigt att byggnader och strukturer är robusta för att klara oväntade krafter och belastningar. Åtgärder för att hantera oförutsägbara olycksituationer kommer att förbättra byggnadens kapacitet till följd av konstruktions genomförande eller materialfel. Dessa kan undvikas genom att hantera byggprocessen på ett korrekt sätt och genom att säkra lasterna ordentligt. Förutsägbara situationer omfattar de definierbara oförutsägbara händelser som behandlas i standarden, såsom olycksbelastningar. (RIL-201-4-2017, s. 17).

Figur 1 beskriver två grundläggande metoder. Metoder baserade på kända olyckslaster syftar till att göra byggnaden stark och fokuserar på att begränsa lokala kollaps (skada) för att göra byggnaden tålig mot skador. Valet mellan metoderna är fritt. Genom att använda strategier för att begränsa spridningen av lokala skador kan byggnaden bli tillräckligt robust för att klara de specificerade belastningarna. (SFS-EN 1991--1-7, s. 25).



Figur 1. Metoder för hantering av exceptionella dimensioneringssituationer. (SFS-EN 1991-1-7, s. 25).

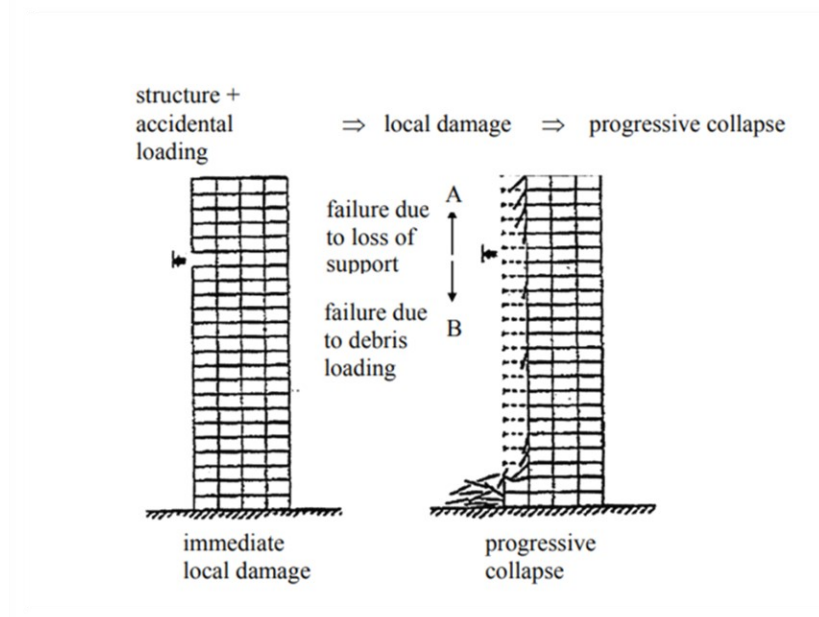
När ett byggprojekt inleds bör man tänka sig att byggnaden utformas och uppförs så att konstruktionerna är hållfasta och stabila, samt har tillräcklig hållbarhet mot olycksituationer hela byggnadens beständighet. På basen av bestämmelserna för man planera och dimensioneras av de bärande konstruktionerna.

I byggnader som har beaktas vid dimensionering och utformning för att minska eller stoppa lokala skador, kunde ha minskat eller stoppa byggnadens robusthet och progressiva kollaps. (RIL-201-4-2017, s.9).

2.1 Exempel

Den tillräckliga hållbarheten och stabiliteten hos konstruktionselementen garanterar inte en säker konstruktion. Komponenterna måste anslutas till varandra och bilda ett sammanhängande förband, som är tillräckligt hållbart och stabilt.

Konstruktions praxis visar att risken för fullständigt fel i en konstruktions vanligtvis bestäms av oavsiktliga belastningar. Dessa inkluderar: bränder, explosioner, naturkatastrofer, lokal överbelastning och fel i planering och konstruktion. Det är därför som en konstruktion design bör beakta möjligheten till skada på grund av oavsiktlig belastning. Progressiv kollaps användes först 1968 i Storbritannien när höghusbyggnaden Ronan Point skadades av den partiella kollapsen, se figur 2.



Figur 2. Exempel på progressiv kollaps , Ronan Point, England. (Engström, et al, 2007, s.78).

Byggnaden var en 22-våningshus byggt av prefabricerade betongelement som färdigställdes 1968 i England. En gasexplosion raserade ytterväggspanelen och kollapsen på byggnadens hörn spred sig upp till taket och nästan ner till marknivå. Detta orsakade progressiv kollaps då bara ena hörnet av byggnaden rasade.

Utredning av Ronan Point-kollapsen visade andra märkliga brister vid planering. De hade uppmärksammat att byggnaden hade brister i stabiliteten som ledde till att stark vindpåverkan orsakade progressiv kollaps. Dessutom visade de sig att de hade glömt armering och i vissa håligheter fyllt i med tidningspapper i stället för betong. De hade inte fäst bultar och muttrar enligt specifikationerna. (Ronan Point,2023).

3 Teori

Byggnaden och dess konstruktioner ska utformas och konstrueras på ett sådant sätt att eventuella skador vid en olycka består lokala och begränsade, och inte leder till permanent kollaps. Detta uppnås genom att se till att byggnaden och dess konstruktioner är robusta nog att motstå olyckor.

3.1 Planering och dimensionering mot progressiv kollaps

Vid planering för att förhindra progressiv kollaps på grund av en explosion kan konstruktionen utformas på ett sätt som möjliggör att övertrycket avleds utan att den bärande strukturen bryts. Ett exempel på detta är att fästa lättare fasadelement på ett sätt som tillåter att trycket släpps ut genom dem vid en gasexplosion. Det är viktigt att de bärande elementen har högre hållfasthet än de lättare fasadelementen. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s.4).

Det är möjligt att förhindra lokala skador antingen genom att eliminera risken för kollaps genom strukturella åtgärder eller genom att dimensionera konstruktionerna för att klara av olycksbelastningarna. En av de strukturella åtgärder som kan vidtas för att förhindra att byggnaden kollapsar är att utforma konstruktionen så att eventuellt övertryck kan avledas utan att strukturerna bryts. En annan möjlig konstruktionsåtgärd är att säkerställa strukturerna från exempelvis kollisioner. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s.4).

Om en del av konstruktionen skadas, kan det vara möjligt att bära lasterna från den skadade delen med hjälp av ett ersättande konstruktionssystem av de återstående komponenterna. För att göra detta möjligt måste de strukturella delarna vara sammanfogade med varandra genom fogar med tillräcklig hållbarhet och seghet, så att ett alternativ strukturellt system kan skapas. Detta gör det möjligt att överföra belastningarna från de skadade delarna till en oskadad del av byggnaden. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s.4).

Anslutningarna ska också klara exceptionella belastningar och olyckssituationer. Eventuella lokala skador orsakade av ovanlig last kan expandera och till och med leda till att hela byggnaden kollapsar. Orsakerna till kollaps kan vara t.ex.

- element som faller, till exempel på grund av oväntad värme och fuktrörelser
- explosion
- kollisionssituationer
- en brand med exceptionellt allvarliga konsekvenser
- som ett resultat av lokal skada, element som faller ovanpå de nedre konstruktionerna
- exceptionell överbelastning.

Konstruktioner som ska klara av kollisioner dimensioneras för olyckslaster enligt kapitel 4 i SFS-EN 1991-1-7, som är standardiserat för detta ändamål. Om konstruktionen kan behöva ventileras på grund av risk för kontinuerlig kollaps, måste den uppfylla kraven i punkt 1b. Vid dimensioneringen för en kollision är det inte tillåtet att ta hänsyn till eventuella skador som orsakats av kollisionen. Betoinormikortisto n:o 23, kontrollerar dimensionering av fogar för att förbereda sig vid oväntade olyckssituationer.

Att tänka på vid planering

Idag används tre alternativa åtgärder (ofta i kombination) för att minska risken för progressiv kollaps. Dessa åtgärder är:

- 1) dimensionera konstruktionen för att motstå olyckslaster
- 2) minska risken för oavsiktlig belastning
- 3) förhindra spridning av en eventuellt initial progressiva kollaps och öka redundansen. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s.3).

(1) Dimensionera konstruktionen för att motstå olyckslaster:

Denna metod klassificeras som "direkt" metod eftersom en uppskattning av svårighetsgraden och den möjliga platsen för någon oavsiktlig last är känd eller antas.

(2) Minska risken för oavsiktlig belastning:

Eliminera källor till oavsiktliga laster, t.ex. gasinstallationer kan förbjudas att placeras på vissa platser, barriärer kan placeras för att förhindra fordons kollisioner.

(3) Förhindra spridning av en eventuellt initialt progressiv kollaps och öka redundansen

- att minska svaga anslutningar

-förhindra stora belastningar orsakade av (fallande)

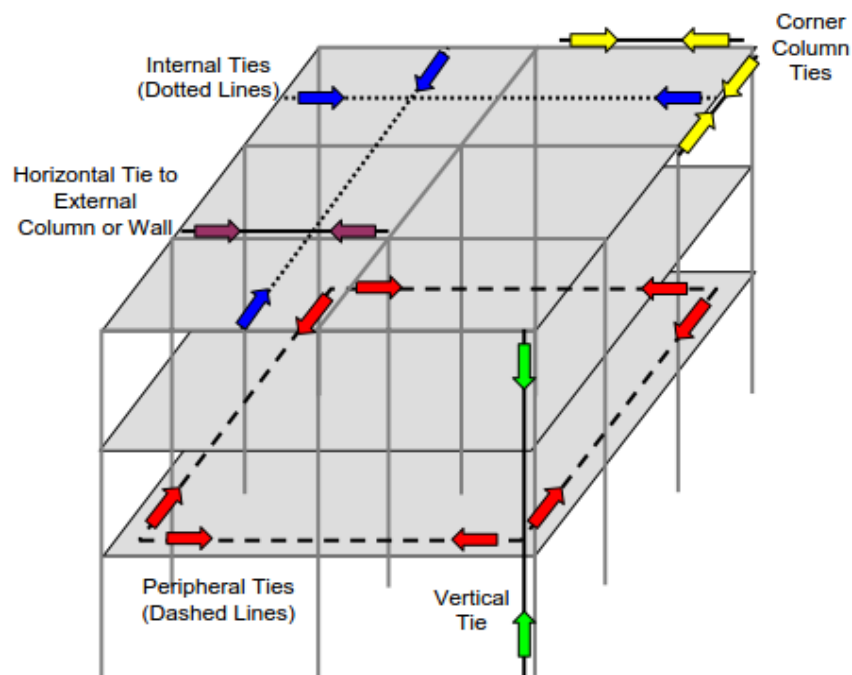
-använd elastiska anslutningar

Minsta detaljering som föreskrivs av krav har antagits av flera länder och gäller främst dimensionering av anslutningar, fogar och motståndet hos lokala delar mot beskrivna oavsiktliga laster, vilket på detta sätt ökar konstruktion integriteten. (Engström, et al, 2007, s.79).

3.2 Robusta konstruktioner

För att minska risken för progressiv kollaps i ett konstruktionselement bör designen innehålla flera viktiga egenskaper. Tillsammans skapar dessa egenskaper robusta konstruktioner som kan begränsa spridningen av skador till följd av en inledande händelse. En av dessa egenskaper är redundans, vilket innebär att det införs extra lastväggar i det vertikala lastbärande systemet. På detta sätt säkerställs det att det finns alternativa lastväggar tillgängliga om ett konstruktionselement skulle misslyckas lokalt. Genom att ha flera alternativa lastväggar kan risken för att hela konstruktionen kollapsar minskas. (Ellingwood et al, 2007, s.34).

Andra av dessa egenskaper att binda ihop: När en stor del av en konstruktion kollapsar kan belastningen på de kvarvarande delarna öka och orsaka nedböjning. För att hantera dessa ökade belastningar krävs att belastningen överförs genom hela konstruktionen, både vertikalt och horisontellt, längs så kallade belastningsbanor. En konstruktions förmåga att överföra belastningar längs dessa banor är i hög grad beroende av sammankopplingen mellan de angränsande delarna, vilket ofta kallas att "binda ihop en byggnad". För att uppnå konstruktions integritet används vanligtvis integrerade bindningssystem i tre riktningar längs de viktigaste linjerna i den konstruerade stommen. Figur 3, visar de olika typerna av band som vanligtvis används för att ge en byggnad strukturell stabilitet. (Ellingwood et al, 2007, s.34).



Figur 3. Olika typer av band som ingår för att ge konstruktion integritet. (Ellingwood et al, 2007, s.35).

Duktilitet är en annan viktig egenskap för konstruktioner vid katastrofala händelser. Det innebär att konstruktionens delar och anslutningar ska kunna bibehålla sin hållfasthet genom stora deformationer och lastomfördelningar, särskilt vid förlusten av viktiga konstruktionselement. För att uppnå duktilitet i stålkonstruktioner används stål med hög seghet, samtidigt som man upprätthåller den övergripande och lokala konstruktions stabiliteten och skapar starka anslutningar mellan elementen som är starkare än grundmaterialets hållfasthet och seghet. (Ellingwood et al, 2007, s.34).

För armerade betong- och armerade murverkskonstruktioner uppnås duktilitet genom att man tillhandahåller tillräckligt med armeringsjärn och ger kontinuitet i armeringen genom lämpliga överlappningar eller mekaniska kopplingar, samtidigt som man upprätthåller den övergripande strukturella stabiliteten och skapar starka förbindelser mellan armeringen och elementen som är starkare än baselementens hållfasthet och seghet. Detta säkerställer att konstruktionen kan hantera stora deformationer och lastomfördelningar och förhindrar spridning av skador vid katastrofala händelser. (Ellingwood et al, 2007, s.34).

För att undvika sprickbildning och skjuvbrott vid förlust av konstruktionselement på utsatta platser, såsom perimeterbalkar eller plattor, bör skjuvkapaciteten alltid överstiga böjningskapaciteten. Genom att ha kontinuerlig armering som är ordentligt förankrad i pelarna kan man undvika "utrivning" efter skjuvbrott och minska risken för progressiv kollaps. För att upprätthålla förbindelsen mellan plattan och pelaren bör man använda plattans funktion och förstärkning. Förstärkning kan också vara en lösning för att öka hållfastheten. (Ellingwood et al, 2007, s.35).

3.3 Styrka i anslutningen

Genom att ta hänsyn till progressiv kollaps vid konstruktionen kan man skapa starkare och flera anslutningar och fördela belastningen jämnare, vilket förhindrar plötsliga förändringar i styrka och styvhet som kan leda till koncentration av belastning, överbelastning och tidiga brott. I en stålstomme kan man ta hänsyn till progressiv kollaps genom att använda momentstyva anslutningar och göra mindre justeringar i standarddetaljerna till exempel ökade avstånd mellan kanterna och användning av kontinuerligt armeringsstål i golvplattorna för att öka konstruktionens förmåga att ha kapacitet vid onormal belastning. (Ellingwood et al, 2007, s.36).

Hur ska risken för progressiv kollaps minskas:

När den lokala skadan accepteras, får den inte leda till att hela byggnaden kollapsar. Trots att konstruktionen måste dimensioneras för kända olyckslaster baserat på byggnadens användningsändamål eller plats, måste också planer göras för en situation

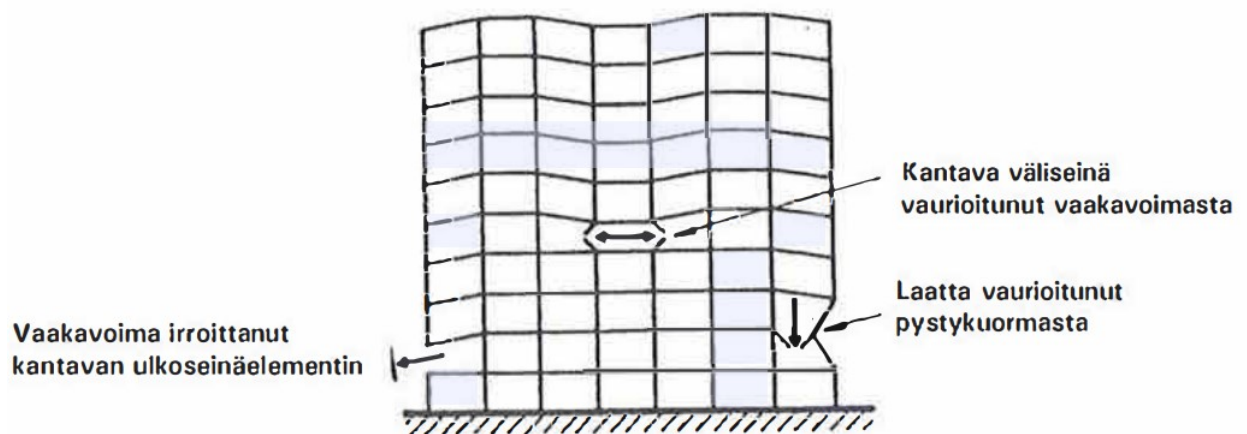
som orsakas av oväntad belastning. Eurokoderna kräver att elementens fogar dimensioneras så att lokala skador inte leder till att hela byggnaden kollapsar.

Figur 4 visar exempel på möjliga lokala belastningar orsakade skada från olyckslaster. Lokala skador på figur 4, till följd av skador på bärande vägg eller bjälklagen, är inte tillåtna då de kan få resten av byggnaden att kollapsa.

-Bärande väggar skadade av horisontell kraft

-Plattan skadad av vertikal belastning

-Den horisontella kraften skadade det bärande ytterväggs elementet. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s.2).



Figur 4. Skador orsakade av olyckslaster. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 2).

Fogarnas hållbarhet uppnås med armering som har tillräcklig deformationsförmåga. När anslutningarna mellan elementen är dimensionerade för de krafter som presenteras i konstruktions anvisningen finns det inget skäl att göra en separat granskning av ersättnings konstruktionssystemet. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 2).

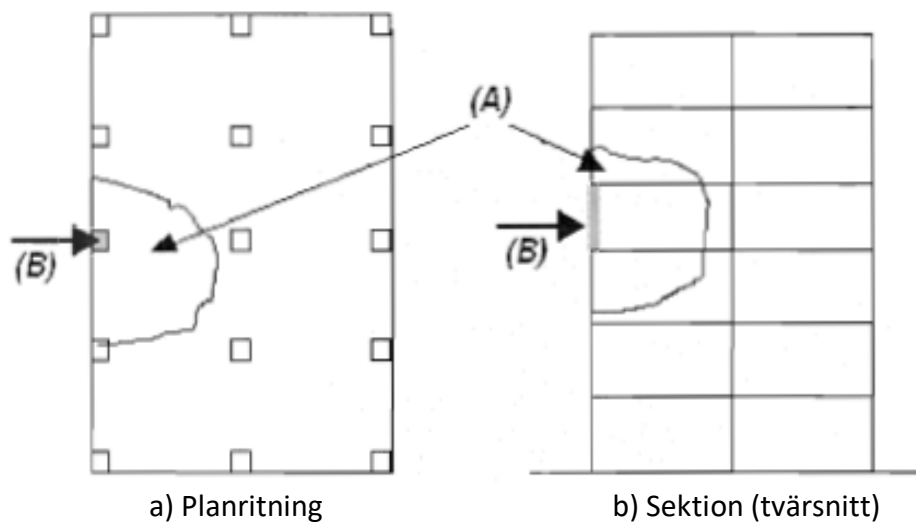
3.4 Begränsa den progressiva kollapsen

Beroende på typ av byggnad finns det olika gränser för tillåten skada.

"I flervåningsbyggnader får den lokala skadan vara högst 15% av en vånings golvyta, men högst 100 m². Skadan får ske på två på varandra liggande våningar." (Finlex. 10/16, §4).

Som visar i figur 5 nedan

- (a) Lokal skada som inte överstiger 15 % av golvytan i var och en av två angränsande våningar
- (b) Den teoretiska pelaren ska tas bort



Figur 5. Rekommenderad gräns för tillåten skada i flervåningsbyggnader. (SFS-EN 1991-1-1-7, s. 35).

Målet med att begränsa progressiva kollaps är att säkerställa att lokala skador inte sprider sig utanför omgivning till ett större område. För att begränsa den progressiva kollapsen binds elementen till varandra med hjälp av band eller kombinerat stål (armering eller anslutningar) placerade i balkarna eller ståldelarna i fogarna så att tillräcklig kontinuitet uppnås på elementen. (RIL-201-4-2017, s. 131).

I flervåningsbyggnader är det svårt att begränsa en lokal skada till dess ursprungliga område, eftersom en sådan skada lätt kan sprida sig och orsaka allvarigare skador, inklusive kollaps. Därför är det inte tillåtet med lokal skada i byggnader om man inte kan

tillförlitligt bedöma att den inte kommer att orsaka större skador än vad som är godtagbart. Om så inte är fallet bör byggnaden planeras med förbandssystem eller alternativa laster, enligt 6§. (RIL-201-4-2017, s. 131).

SFS-EN 1991-1-7 krav för att minimera risker som uppstår vid oförutsägbara olyckssituationer:

kan göras på två sätt:

1. Förebyggande av lokala skador

a) eliminera eller minska risken för kollaps med konstruktionsåtgärder (förebyggande)

b) dimensionering som ett grundläggande konstruktions komponent i SFS-EN 1991-1-7+ nationell bilaga för motsvarande olycksfall

2. Att begränsa expansionen av den lokala skadan

a) användning av ett(sekundärt) ersättningsstruktursystem

b) dimensionering av fogar för krafter

3.5 Förebyggande av lokala skador

Genom att ta hänsyn till konstruktionernas skadetolerans och byggnadens robusthet vid planering och utformning kan man minska risken för kollaps och minska skadorna vid eventuell olycka. Det är därför viktigt att ha klara och gemensamma bestämmelser för att förebygga lokala skador och hantera konstruktioners kapacitet vid utformning och genomförande av byggprojekt. SS-EN 1991-1-7 Olyckslastbestämmelser ger riktlinjer för hur man ska dimensionera och designa de bärande delarna i byggnader och anläggningar för att hantera både kända och okända belastningar. Dessa bestämmelser tillhandahåller inte bara information om belastningar, utan också riktlinjer för byggnadsdesign för att undvika progressiv kollaps. (SFS-EN 1991--1-7, s. 20).

3.5.1 Eliminering eller minskning av risken för kollaps genom strukturåtgärder

För att förhindra en lokal initial kollaps med strukturskador kan progressiv kollaps, som orsakas av explosioner, förhindras genom att dimensionera konstruktionen på ett sådant sätt att övertrycket kan släppas ut utan att de bärande konstruktionerna bryts. Till exempel, vid gasexplosion, kan montering av lätta fasadelement göras på ett sådant sätt att trycket släpps ut genom dem. Styrkan hos fogarna av bärande element måste vara större än för lätta fasadelement. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 3–4).

3.5.2 Dimensionering mot olyckslaster

Förhindra uppkomsten av lokal initial kollaps genom att göra de bärande konstruktionerna så starka att de kan bära ihållande olycksbelastningar. De bärande konstruktionerna är dimensionerade för olycksbelastningar (tryckbelastning, tvärkraft). Acceptera ett skadeområde av en viss storlek genom olycksbelastningar, men förhindra kollapsutvidgning. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 3–4).

Progressiv kollaps kan förhindrats om kollapsområdet är begränsat till omgivningen i det ursprungliga skadeområdet. Konstruktionen dimensioneras på ett sådant sätt att belastningar som överförs från den skadade konstruktionsdelen kan bäras av ett alternativt ersättande struktursystem bestående av övriga konstruktionsdelar. Konstruktionsdelarna är anslutna med anslutningar med tillräcklig hållbarhet och elasticitet mot varandra, så att det bärande konstruktionssystemet kan bildas och belastningarna på den skadade delen kan överföras till den oskadade konstruktionen. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 3–4).

När den bärande vertikala konstruktionen är skadad transporteras lasten till de delar som är oskadade. Förebyggande system bildas vanligtvis, avvikande från progressiv kollaps i konstruktionen på ett sådant sätt att konstruktionen blir mer beständig och hållbar. Detta kräver att de valda anslutningarna av elementen har den nödvändiga draghållfastheten, hög deformations kapacitet och deformations energikapacitet som kan användas för att absorbera den kinetiska energin hos fallande föremål. Dessa kan uppnås med tillräckligt stora och korrekt placerade stålcombinationer i elementfogar och fogar, anslutningar. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 5).

3.6 Omfattning av konsekvensklasser

Det här avsnittet fokuserar på att dela upp konstruktioner i olika konsekvensklasser enligt standarden EN-1990, samt att definiera olika olyckssituationer enligt den nationella bilagan för SFS-EN-1997-1-7. Valet av konsekvensklass påverkar byggnadsdelens tillförlitlighet, och i olyckssituationer används inte i tillförlitlighetsfaktorn KFI. (KFI står för "konstruktionens tillförlitlighetsindex" och används för att bedöma konstruktioners tillförlitlighet vid dimensionering.) Enligt standarden EN-1990 delas konstruktioner i konsekvensklasser baserat på vilken typ av skada som kan orsakas vid ett eventuellt sammanbrott. Konsekvensklasserna är CC1, CC2 och CC3. CC3 representerar den högsta risknivån. Valet av konsekvensklass påverkar valet av dimensioneringskrav och säkerhetsfaktorer för att garantera tillräcklig säkerhet i händelse av en olycka. (RIL-201-4-2017, s. 132).

När det gäller olyckssituationer används den nationella bilagan för SFS-EN-1997-1-7 för att definiera olika scenarier som kan leda till skador eller olyckor. Bilagan definieras till exempel på ett antal brandscenarier, jordbävningsscenarier och explosionsscenarier som kan påverka byggnader och konstruktioner. Genom att definiera olika scenarier kan man bedöma vilka typer av påfrestningar som konstruktioner kan utsättas för och dimensioneras sedan. I sammanhanget är det viktigt att notera att olyckssituationer inte används vid beräkning av KFI. KFI används endast för att bedöma en konstruktions tillförlitlighet vid normal användning, medan olyckssituationer är en separat bedömning av risken för skada vid extremlastningar. (RIL-201-4-2017, s. 132).

Metoderna för exceptionella dimensioneringssituationer kan, enligt SS-EN 1990, differentieras efter följande konsekvensklasser vad avser åtgärdernas omfattning.

CC1 Små konsekvenser av brott i konstruktionen

CC2 Medelstora konsekvenser av brott i konstruktionen

CC3 Stora konsekvenser av brott i konstruktionen

Tabell 1. Hur man bestämmer konsekvensklassen för byggnadsdelar eller byggnader.

Konsekvensklass	Beskrivning	Exempel som gäller byggnader och konstruktioner
CC3	Stora konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller mycket stora</i> ekonomiska eller sociala skador eller miljöskador	Byggnads bärande stomme ¹⁾ inklusive förstyvande konstruktionsdelar i sådana byggnader där det ofta vistas en stor mängd människor, t.ex. - bostads, kontors- och affärsbyggnader med över 8 våningar ²⁾ - konsertsalar, teatrar, sport- och utställningshallar, läktare - byggnader som är tungt belastade eller som innehåller stora spännvidder. Specialkonstruktioner som t.ex. höga torn. Ramper och slänter och andra konstruktioner särskilt inom områden med finkorniga jordarter i miljöer som är känsliga för skadeverkningar från förskjutningar.
CC2	Medelstora konsekvenser genom förlust av människoliv <i>eller betydande</i> ekonomiska eller sociala skador eller miljöskador	Byggnader och konstruktioner som inte hör till klasserna CC3 eller CC1.
CC1	Små konsekvenser genom förlust av människoliv eller <i>små eller obetydliga</i> ekonomiska eller sociala skador eller miljöskador	En- och tvåvåningsbyggnader ²⁾ där människor vistas bara tillfälligt ³⁾ , t.ex. mindre lagerbyggnader och produktionsbyggnader inom jordbruket med en area på högst 300 m ² eller med en största spännvidd på högst 6 meter. Konstruktioner som inte orsakar märkbar fara vid skada, t.ex. - lågt liggande terrasser och bottenbjälklag, utan källarutrymmen - yttertak med krypvind, när vindsbjälklaget är den egentliga bärande konstruktionen - sådana ytter- och mellanväggar, fönster, dörrar och motsvarande, som i huvudsak utsätts för sidolast på grund av luftens tryckskillnader och som inte fungerar som delar i bärande eller förstyvande stomme

¹⁾ mindre mellanbjälklag som är separata från byggnadsstommen hör dock till klass CC2 om de inte fungerar som förstyvande konstruktion för hela byggnaden.

²⁾ inklusive källarvåningar.

³⁾ som tillfällig vistelse räknas dagliga besök i byggnaden, men inte någon längre vistelse i den.

(SFS-EN-1990, Tabell 6a).

Dessutom delas konsekvensklasserna ännu in i grupp a och b som har visas i tabell 2 nedan.

Tabell 2. konsekvensklassen för byggnadsdelar eller byggnader i undergrupper omskrivet i tabellformat.

Konsekvensklass	Byggnads typ och användningsändamål
CC1	Hit hör en- och tvåvåningsbyggnader där människor vistas bara tillfälligt, till exempel lager.
CC2a	En grupp med ganska liten risk. Hit hör byggnader med högst fyra våningar över markytan eller vars höjd från markytan är högst 16 m. Bostadsbyggnader med högst två våningar över markytan får dock dimensioneras enligt konsekvensklass 1 i olycksgränstillstånd.
CC2b	En grupp med ganska stor risk. Hit hör alla övriga byggnader och konstruktioner som inte hör till konsekvensklass 1, 2a eller 3.
CC3a	Bostads-, kontors- och affärsbyggnader med 9–15 våningar och andra byggnader med 9–15 våningar som är likartade beträffande avsett användningsändamål och stomme. I antalet våningar medräknas källarvåningarna.
CC3b	<ul style="list-style-type: none"> a) Övriga byggnader med fler än 8 våningar, inklusive källarvåningen. b) Konsertsalar, teatrar, sport- och utställningshallar, läktare. c) Byggnader som är tungt belastade eller innehåller stora spännvidder samt där det ofta vistas en stor mängd människor. d) Specialkonstruktioner enligt bedömning från fall till fall.

(SFS-EN-1991-1-7, s. 36–37).

Byggnader som faller under konsekvensklass CC3a anses ha en högre risknivå vid en eventuell olyckshändelse och behöver därför uppfylla strängare krav än byggnader i konsekvensklass CC2b. För att säkerställa stabilitet och kapacitet vid en olycka, krävs det att byggnader i CC3 förses med både horisontella och vertikala band. Horisontella förband ska göras kontinuerliga och placeras nära kantspelare eller kantväggar, medan vertikala förband ska löpa kontinuerligt från grunden till övre bjälklaget på de bärande pelarna. För att säkerställa att förbanden har tillräcklig styrka, krävs en noggrann beräkning av förbandskrafterna, vilket är mer omfattande för byggnader i CC3a än för byggnader i CC2b. (SFS-EN-1991-1-7, s. 38).

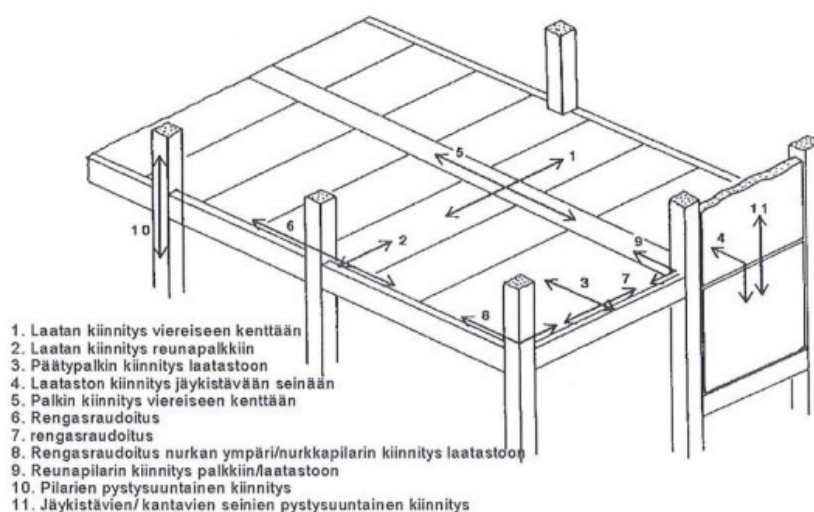
Konsekvensklass CC3a-byggnader: används i horisontella konstruktion horisontella förband. I alla bärande pelare och väggar används vertikala förband, och vertikala strukturer binds till den horisontella strukturen. (SFS-EN-1991-1-7, s. 39).

CC3a är byggnaden med 9–15 och vårt projekt är 9 våningar. alla våra beräkningar har utförts enligt konsekvensklass CC3a.

4 Förebyggande progressiv kollaps med hjälp av bindsystem

För att säkerställa att skador i en byggnad inte sprids till ett större område och orsakar en oproportionerlig kollaps, måste ramstabiliteten i prefabricerade konstruktioner med flera våningar säkerställas. Tillräcklig styvhet, styrka och skyddsmekanismer måste finnas på plats för att motverka risken för en kollaps. Vid olyckor eller onormal belastning måste de fasta banden mobiliseras för att leda belastningen till fundamenten och undvika skador. För att säkerställa strukturell integritet och samverkan mellan elementen används horisontella golv- och vertikala pelar- och väggförband. Sekundära band omsluter golvfälten och inre band säkerställer golvets membranverkan. (Engström, et al, 2007, s.79).

För att förhindra progressiv kollaps fastställas elementen med horisontella och vertikala förband enligt figur 6. Dessa band bildar ett 11-dimensionellt bindsystem som förbättrar konstruktionens beständighet mot progressiv kollaps.



Figur 6. Alternativ för förstärkning mot lokal kollaps. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s.19).

1. Plattans fastsättning (förankras)
2. Plattans fastsättning (förankras) på kantbalken (till balken längs kanten)
3. Fastsättning (förankras) av ändbalken på plattan
4. Fastsättning (förankras) av plattan på förstyrningsväggen (förstyvande vägg)

5. Kraften mellan balken och hur den skall fästas till pelare (Balken förankras till bredvidliggande fält)
6. Ringförstärkning (ringförband)
7. Ringförstärkning
8. Ringförstärkning runt (i) hörnet/fästning (förankring) av pelare på plattan (bjälklaget (Ring armering som går runt inre eller yttre hål)
9. Fastsättning (förankras) av kant punkten på balken/plattan(bjälklaget)
10. Vertikalt förband av pelare
11. Vertikalt förband av förstyvande/bärande väggar

Exempel på ett förbandssystem källa: (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 19).

För att säkerställa sammanfogningen av balkar med golvplattor med beräknade anslutningar (till exempel för en kompositbetongplatta), bör stålbalkar kombineras med monolitiska (slutna) golvplattor med bultar eller speciella stöd. Det är viktigt att tillhandahålla styv anslutning mellan balkar och pelare i minst en riktning. Bindningar i golv utformas i första hand med hänsyn till membranverkan enligt de behov som identifierats i strukturanalysen av stabiliseringssystemet. Till exempel måste det sekundära bandet i golvet fungera som dragförstärkning i golvmembranet för att motstå de moment i planet som orsakas av vind och horisontella krafter på grund av eventuell lutning av byggnaden, pelare ur lod, eller andra ordningens effekter etc. (Engström, et al, 2007, s. 81).

Ett förbandssystem är den främsta metoden för att säkerställa att en byggnad är tillräckligt robust och för att förhindra vidare kollaps av flervåningsbyggnader. Syftet med ett förbandssystem är att sammanfoga konstruktionerna i byggnaden och fungera som en enhet. Vid en olyckssituation där en konstruktionsdel plötsligt förlorar sin bärförmåga, skapar förbandssystemet en hängkonstruktion som fördelar dragkrafter till de närliggande konstruktionsdelarna. Därigenom fördelas lasterna från den skadade konstruktionsdelen bättre till en större del av byggnaden, vilket säkerställer byggnadens stabilitet vid olyckor. Vid sammanfogning av konstruktioner inom bindningssystemet är det viktigt att säkerställa att förankringarna har tillräckligt med dragmotstånd i både horisontell och vertikal riktning i enlighet med konsekvensklassen. Det finns riktlinjer för

användning av förband i Finland i den nationella bilagan, inklusive formler för beräkning av förbandskrafter. (RIL 201-4-2017, s. 43–44).

4.1 Horisontella förband

Man kan förhindra progressiv kollaps i utformning genom att t.ex. undvika att elementet faller från stödet. Då borde elementets detaljer planeras på ett sådant sätt att elementet inte kan röra sig horisontellt. Elementet kan t.ex. placeras mellan käftbalkarna och fästas vid pelaren eller väggkonstruktionen som stöder den. Element som faller på basen av värme- och fuktrörelser förhindras genom att elementet fixeras med en fog som ökar hållbarheten. I en pelare-balk-anlutning, kan den övre gränsen för fästkraften bestämmas utifrån pelarens hållbarhet. Anslutningen av fogar kan vara sådan att elementets fall förhindras utan några andra åtgärder eller också att värme- och fuktrörelser inte kan uppstå i fogen. Om friktionskraften som orsakas av tryckspänningen som verkar på fogen är större än den kraft som behövs för att förhindra att elementet faller, behövs ingen separat fästning i fogen. När anslutningen från strukturen över normal kraft är större än elementets stödreaktion, så faller elementet asymmetriskt som ett resultat av att de värme- och fuktrörelser som uppstår förhindras. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 17–18).

I pelare-balkanslutningen kan elementets fall förhindras med en anslutning eller en balk- och plattanslutning med fog förstärkning placerad i fogen mellan eller en kombination av båda. Om en del av anslutningen av den erforderliga kraften överförs genom fog förstärkning och endast en del genom stiftanslutning, är av det element som upprätthåller stödstrukturen (t.ex. utskjutande) i en funktionell kapacitet även för den vertikala stödreaktionen (av elementet för den karakteristiska reaktionen) när led förstärkningen utvecklas. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 17–18).

För att säkerställa elementens stabilitet i olika belastningsfall behövs fog armering. För att fungera som en förstärkningsplatta kräver elementplattan en ringförstärkning runt pelaren på ett jämnt sätt. Behovet av ringarmering beror på den horisontella kraften som verkar på pelaren och avståndet mellan de vertikala förstärkande strukturerna. För

att fungera som en förstyrningsplatta kräver elementplattan också skjuvkraft från fogarna i både längd- och tvärriktningen. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 23).

I händelse av att en pelare som stöder elementet skadas, kan balken hänga från det intilliggande området eller anslutas till armering som är förankrad i plattan. Balken förstärks då med hjälp av fog armering för att hålla för dragkraft som överförs över det skadade området. Om balken inte kan förstärkas med fog armering på ett tillräckligt sätt måste den anslutas till det intilliggande området. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 23).

När en hörnpelare är skadad kan det vara svårt att hitta en alternativ bärande struktur som kan hålla jämvikt. För att undvika en progressiv kollaps bör hörnpelaren på det lägsta våningsplanet dimensioneras för att klara av eventuella påkänningar från kollisioner. Bind armeringen måste ha tillräcklig styrka för att klara av de krafter som krävs, beroende på olycksklass och konstruktionsförhållanden. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 23).

4.2 Ring och inre förband

För att säkerställa byggnadens robusthet och motverka eventuellt ras är det viktigt att använda horisontella förband i varje mellan- och övre bjälklag. Dessa förband bör utformas som kontinuerliga dragband runt bjälklaget och inre förband som går rätvinkligt mot ringförbandet, se nr. 2 och 6 i figur 6. De horisontella förbanden måste dimensioneras för att tåla den dragkraft som uppstår från de horisontella konstruktionernas egenvikt.

För att säkerställa stabiliteten i en byggnad är det viktigt att varje kantvägg eller kantpelare förankras ordentligt i bjälklaget. Förankringskraften som krävs beror på vikten av de horisontella konstruktionerna och ska dimensioneras enligt riktlinjer i kapitel 4.3 i (SFS-EN-1991-1-7 s.41). Det är viktigt att följa dessa riktlinjer för att säkerställa att byggnaden är säker och stabil.

Vindpåverkan är en viktig faktor att ta hänsyn till vid konstruktion av byggnader och andra strukturer. Denna påverkan kan variera över tid och bero på olika faktorer såsom vindhastighet och riktning. Trycket verkar direkt mot ytan av en konstruktion och kan

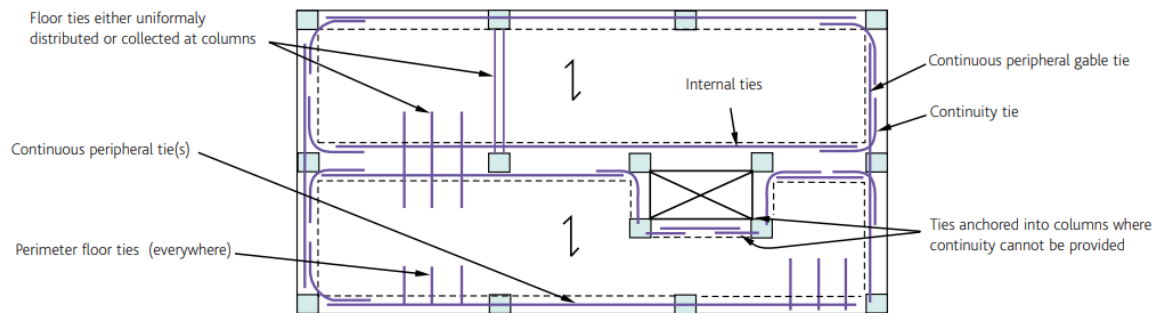
förorsaka krafter till enskilda beklädnadskomponenter, till exempel inkludera takplåtar, fasadbeklädnad, golvplattor, eller andra delar som används för att täcka eller säkerställa en byggnad eller annan struktur. Porositeten på ytan kan också påverka hur mycket tryck som verkar på de inre ytorna.

När det gäller stora konstruktioner som utsätts för vind kan friktionskrafter även vara en faktor. För att säkerställa att en konstruktion är stark måste man använda sig av relevanta vindstandarder och dimensioneringsmetoder. EN 1991-1-4 är en sådan standard som beskriver hur man beräknar vindpåverkan på byggnader och andra konstruktioner.

För att garantera byggnadens stabilitet och säkerhet, är det viktigt att varje mellanbjälklag och övre bjälklag utrustas med dragfogband. Dessa placeras längs med kanterna samt inre dragband som placeras mot varandra. En minimistandard är att minst 30% av dragbanden placeras i omedelbar närhet av pelarnas och väggarnas centrumlinjer för att garantera stabilitet vid en eventuell olycka.

Dragbanden måste vara konstruerade så att de kan fungera som en lastförflyttande konstruktion. Valet av material för de vågräta dragbanden kan variera beroende på konstruktionen. Material som vanligtvis används är trä, stål eller aluminiumprofiler, medan armerad betong är ett vanligt materialval i betongkonstruktioner. Det är även möjligt att använda en kombination av material för att tillverka dragbanden. Det finns två typer av interna band: längsgående och tvärgående förstärkning av golvplattan enligt figur 7. Dessa två typer syftar till anslutningar som antingen kan vara längsgående eller tvärgående och deras syfte är att öka stabiliteten i plattan och minska risken för kollaps om det skulle ske en olycka eller om stödstrukturen under plattan kollapsar. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 23).

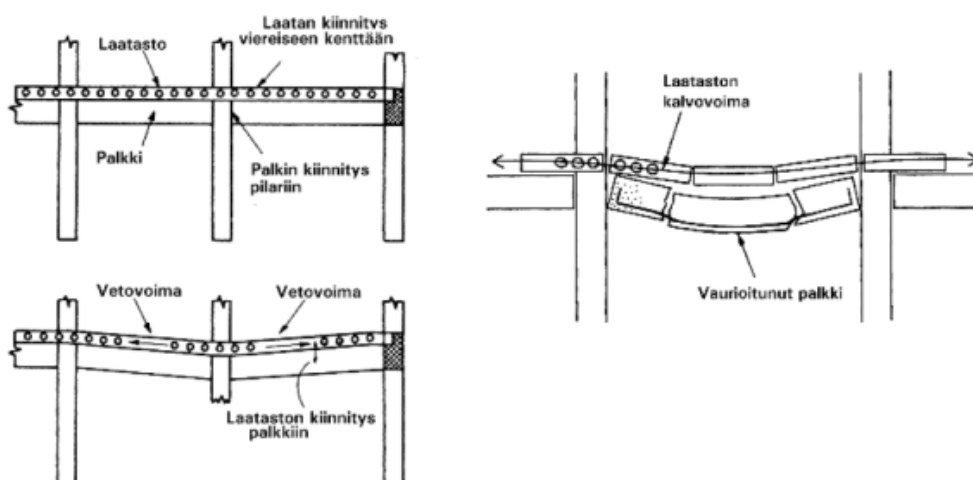
Ringförbandet är ett band som går runt bjälklagets kanter. Ringförbandet binder ihop de yttre pelarna och ska inringa de inre förbanden. Dessa horisontella förband skall göras kontinuerliga.



Figur 7. Golvband för en betongstomme. (Lees & Lam, 2014, s. 5).

När en golvplatta förstärks med interna band fungerar plattorna som ett enda hängande membran. Om det skulle ske en olycka som leder till kollaps av en del av stödstrukturen under plattan, kommer fogförstärkningen att överföra belastningen på plattan över den skadade strukturen. Detta innebär att ingen enskild platta faller, utan i stället distribueras belastningen över hela plattan. De interna banden i en golvplatta är en viktig del av dess konstruktion eftersom de spelar en roll i att skapa en skiveffekt (en konstruktionsteknik som beskriver den horisontella styvheten hos en byggnadsplan, såsom en golvplatta eller tak). (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 25).

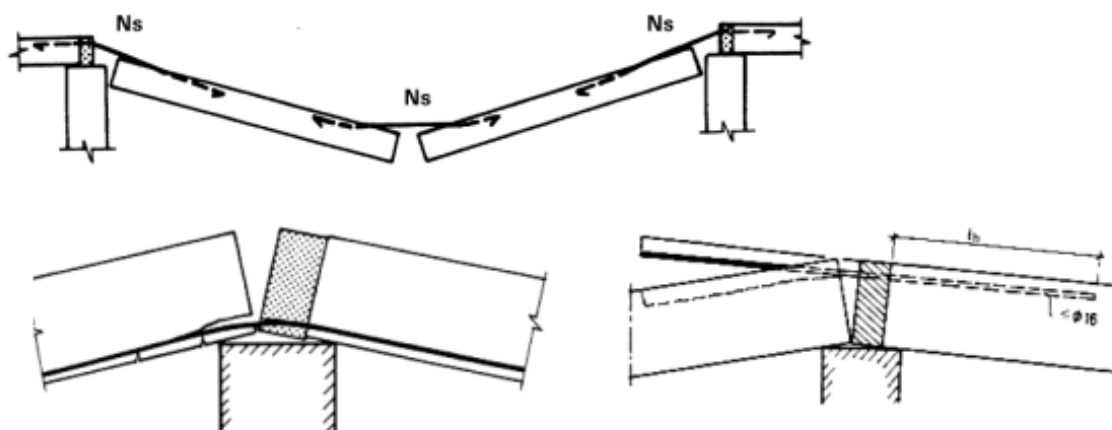
Fogförstärkningen har också en viktig roll i att förhindra att plattan faller ner på grund av rörelser som orsakats av värme och fuktighet. Bilderna i figurerna 8 och 9 visar hur membrankraften skapas av de interna banden och hur fogförstärkningen fungerar för att hålla plattan på plats även efter en olycka. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 25).



Figur 8. När pelaren eller balken skadas överförs belastningen på plattan. över det skadade området genom plattans draghållfasthet och sömmarnas material. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 23).

Den inre fogförstärkningen är en viktig del av plattans konstruktion. Den placeras vid plattans bärande konstruktion, till exempel en vägg eller balk, och består av längsgående och tvärgående armering. Längsgående fogförstärkning sträcker sig över den bärande konstruktionen från en platta till den andra, medan tvärgående memberstödjämförstärkning placeras över den bärande konstruktionen i plattans ändfog. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 27).

Sammanfattningsvis är förstärkningen en kritisk del av plattans konstruktion och måste placeras korrekt och användbar diameter på armeringsstången för att garantera plattans styrka och hållbarhet.



Figur 9. Felaktig placering av armerings. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 27).

När man bygger en betongplatta så används armeringsjärn eller armeringsnät för att ge styrka åt plattan och för att motverka sprickbildning. Dessa används för att förhindra sprickbildning på grund av expansion eller sammanbrott av underlaget under plattan. För att ytterligare öka styrkan hos fogarna, kan man använda sig av skarvförstärkningar, som är längsgående armering som placeras på varje sida om fogarna. Dessa förstärkningar måste vara ordentligt förankrade i plattan för att vara effektiva, och därför är det viktigt att beräkna förankringslängden för att garantera hållfastheten. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 27).

Ringförstärkningen är en annan viktig del av konstruktionen, som används för att öka styrkan hos plattan och för att ge extra stöd mot krafter som verkar på plattan. Genom att använda en krok för att ansluta längd- och tvärgående fogar runt ringförstärkningen

kan man också justera förspänningen i armeringsjärnen och förbättra plattans hållfasthet och stabilitet. Detta är särskilt viktigt vid byggnadens kant, där krafterna på plattan är störst och risken för sprickbildning är hög. Vid byggnadens kant är det vanligt att förankra plattans längd- och tvärgående fogar runt ringförstärkningen med hjälp av L-formad armering. Detta säkerställer en stabil och säker anslutning mellan plattan och den omgivande strukturen. Det är viktigt att följa de riktlinjer och krav som gäller för denna typ av förankring för att garantera en säker och hållbar konstruktion. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 27).

5 Dimensionering av ring och inre banden

Dimensionering av de inre banden i olycksgränstillstånd innebär att man ska bestämma storleken på de band som behövs för att hålla samman byggnadens olika delar om en olycka skulle inträffa. För att dimensionera de inre banden i olycksgränstillstånd måste man ta hänsyn till de olika krafterna som kan uppstå i en olycka. Det är viktigt att dimensionera de inre banden korrekt för att bekräfta att byggnaden kan motstå eventuella olyckor och för att säkerställa människor. Det är viktigt att arbeta med erfarna ingenjörer och följa de lokala byggnormerna och -bestämmelserna. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 27).

När man fäster ett element på en konstruktion är det viktigt att beakta både värme- och fuktrörelser, samtidigt som man säkerställer att elementet inte faller av stödet. Anslutningen mellan elementet och konstruktionen bör utformas så att den inte påverkas av värme- och fuktrörelser, eller att elementets fall är för automatiskt. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 17–18).

Kantbalken kan fungera som ringarmering, om draghållfastheten i fogen mellan balkarna stämmer överens med nödvändigt motstånd för ringarmering. Kraften från ringarmeringen kan överföras från en balk som vilar på samma pelare till en annan balk i normalt brott även med hjälp av förbindelse.

Vid en olycka, om pelaren eventuellt är skadad, fungerar inte pin förbindningen längre, ringarmeringens kraft måste överföras över balk-balkförbindningen med fog förstärkning.

När kantbalken fungerar som ringförstärkning ska plattan knytas till balken. Armeringen mellan balk och platta är dimensionerad för en kraft motsvarande förstyrningsplattans skjuvkraft enligt SFS-EN 1992-1-1 avsnitt 6.25 avseende dimensionering av överlappsfogar.

Bindningskrafterna T bestäms utifrån det karakteristiska värdet g_k för den horisontella strukturens permanenta belastning. I konsekvensklass CC3a och CC3b är det karakteristiska värdet g_k för den horisontella konstruktionens permanenta belastning vanligtvis större än $3,0 \text{ kN/m}^2$. Om det karakteristiska värdet g_k för den permanenta

belastningen av den horisontella strukturen är mindre än detta än är kan bindningskrafterna bestämmas projektspecifika. I detta objekt används enligt överenskommelse $g_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

I denna studie behandlas bara konsekvensklass CC3a. Det finns olika krav enligt konsekvensen. Kraven för dimensionering av förbandssystemen har tagits från den nationella bilagan 1991-1-7. En systematisk riskvärdering av byggnaden bör göras där både förutsägbara och oförutsägbara risker beaktas.

Olycksgränstillståndet är en hög belastningssituation som behöver beaktas vid dimensioneringen av byggnads armering. För att konstruktionen ska klara av denna belastning utan att kollapsa eller skadas allvarligt måste dimensioneringen utföras enligt olycksgränstillståndet. Vidare måste de kringliggande dragbandens kapacitet dimensioneras för att motstå krafterna från normala brottbelastningskombinationer samt följande krafter som kan uppstå i en olyckssituation. Det är viktigt att alla belastningskombinationer tas i beaktande vid dimensioneringen av byggnadens armering för att säkerställa en trygg och hållbar konstruktion.

Nedan beräkningsschema för bindningskrafter mellan hålbjälklagsplattor enligt Betoninormikortisto n:o 23. Beräkningen har utförts i Mathcad och Excel. Beräkningarna finns som bilagor i slutet av arbete.

Konsekvensklass CC3 a:

$$T_3 = \begin{cases} \geq F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \sum \Psi_i \cdot q_k) \cdot z_3}{37,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} \\ \geq F_t \cdot s_3 \\ \leq 70 \text{ kN} \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{Var } F \leq \begin{cases} 48 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & \text{i byggnader med mer än 15 våningar} \\ (16 + 2,1 \cdot n_s) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases} \quad (2)$$

Det står i formlerna:

T_3 Dragkraften mellan betonghålbjälklagsplattor

s_3 är avståndet mellan armeringen, t.ex. 1,2 m

z_3 är avståndet mellan pelarens mittlinjer i förbandets riktlinje

avståndet i bandets riktning eller när bandet är på sidan parallellt med den bärande väggen

av längden på väggblocket som ska tas bort

g_k är det karakteristiska permanenta värdet av plattans permanenta belastning /horisontell (Vågräta konstruktionens permanenta lastens egenvärde. Finns det flera variabla laster skall de räknas ihop för hela belastnings bredden genom att använda gränstillstånds bestämmelser för olyckskombinationer.)

q_k är det karakteristiska variabla värdet av plattans variabla belastning/ horisontell

Ψ_i är den variabla lastkombinationsfaktorn i olycksdesignsituationen (beroende på belastningen Ψ_1 eller Ψ_2) Faktorerna framkommer i tabell 3 nedan.

n_s är antal våningar i hela byggnaden

(Suomen Betoniyhdistys ry, 2012, s. 25).

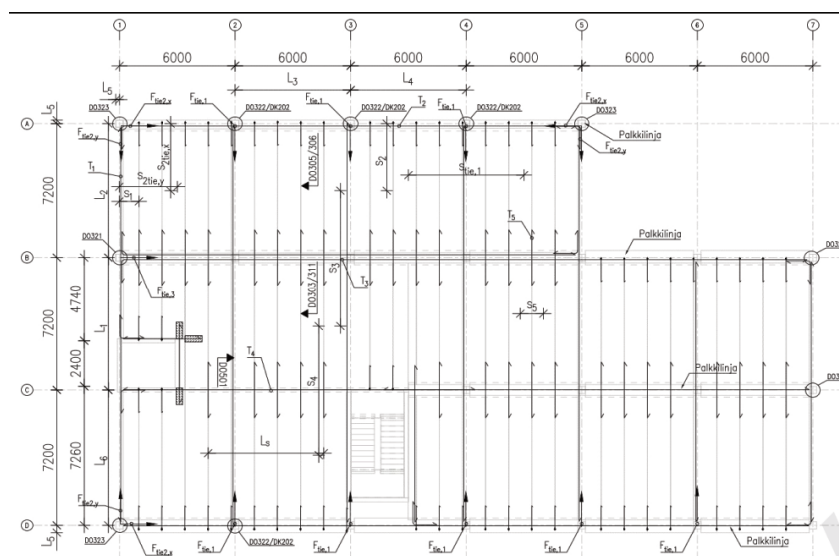
Tabell 3. Värden på koefficienter ψ för byggnader

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttiga laster i byggnader, klass (se SFS-EN 1991-1-1)			
Klass A: bostadsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass B: kontorsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass C: samlingsutrymmen	0,7	0,7	0,3
Klass D: affärsutrymmen	0,7	0,7	0,6
Klass E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Klass F: trafikerade utrymmen, fordonsvikt ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Klass G: trafikerade utrymmen, $30 \text{ kN} < \text{fordonsvikt} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Klass H: yttertak	0	0	0
Snölast (se SFS-EN 1991-1-3)* ¹ när $s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Islast ** ¹	0,7	0,3	0
Vindlaster på byggnader (se SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Byggnaders inre temperatur (ej brand) (se SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
* ¹ På uteterrasser och balkonger $\psi_0 = 0$ i samband med klasserna A, B, F och G. Obs: Om det i byggnaden finns olika lastklasser som inte kan separeras till egna klara grupper, används ψ -värden som ger mest ogynnsam inverkan. ** ¹ Tillägg till Finlands nationella bilaga.			

(SFS-EN 1990+A1+AC).

5.1 Dimensionering av förankring av pelaren till mellanbjälklag i konsekvensklasserna CC3a

Förbindning T bestäms av det karakteristiska värdet g_k för den horisontella strukturens permanenta belastning och exakt som SFS-1991-1-7 förklaring, som har förklarats redan i avsnitt 3.6.



Ring förbindning:

$$F_{tie} = F_t \times h / 2.5m \times s. \quad (3)$$

Men inte mer än:

$$F_{tie} = 2 \times F_t \times s \quad (4)$$

Det står i formlerna:

F_t är 48 kN/m eller $(16 + 2,1 n_s)$ kN/m

h är våningshöjden

s är dragbandskraftens ackumuleringsbredd som beräknas enligt, de vertikala konstruktioners mellanrum, eller om den vertikala konstruktionen är vid ytterkanten skall

den beräknas ända ut.

n_s är antalet våningar i hela byggnaden.

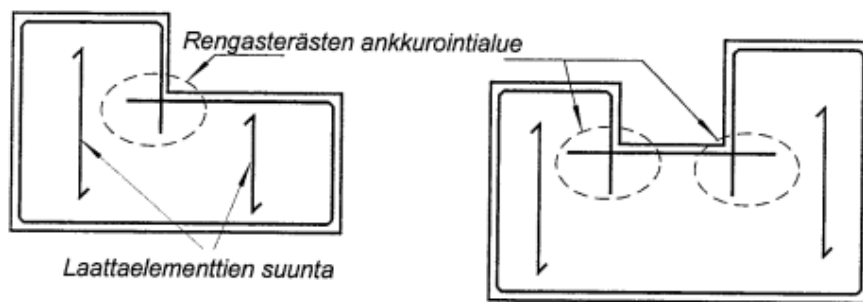
Hörnpelarna knyts åt båda hållen. dragband eller inre band används för att binda pelarna om förstärkningen är förankrad till pelaren. (Jatkuvan sortuman estämisen, 2023).

5.2 Sekundära förbindelser

Sekundära förbindelser hänvisar till de anslutningar som finns längs med kanten av en konstruktion eller struktur, mellan två olika element. Dessa anslutningar är viktiga för att ge stabilitet och säkerhet till hela strukturen och för att säkerställa att den kan motstå belastningar och krafter som verkar på den. Perifera förbindelser kan vara av olika typer beroende på den specifika konstruktionen och kraven. Vanliga exempel på perifera förbindelser inkluderar anslutningar för tak balkar till en vägg, anslutningar för golv balkar till en pelare, anslutningar för vindavledare till en byggnad eller anslutningar för balkonger till en fasad. Dessa anslutningar kan utföras på olika sätt, beroende på de specifika kraven på konstruktionen. Det är viktigt att förbindelserna att perifera är starka

nog för att klara av de belastningar och krafter som de utsätts för under byggnadens livstid. (Rakennusteollisuus, 2006, s. 55).

Sekundära förbindelser i en konstruktion används för att skapa en sammanhängande och stabil struktur. Genom att förbinda olika element används sekundära band runt hela plattan för att förbinda elementen. Därefter lasten fördelas över hela ytan, i stället för att koncentrera sig på enskilda punkter, vilket ökar stabiliteten och hållbarheten i konstruktionen. (Rakennusteollisuus, 2006, s. 55).



Figur 11. Utformning av en armering av en länk för att säkerställa förankring i plattan. (Rakennusteollisuus, 2006, s. 55).

6 Vindlast

Enligt (EN 1991-1-4) för att beräkna vindlasten runt en våning i ett flervåningshus måste du ta hänsyn till flera faktorer, inklusive:

Byggnadens höjd och form: Vindbelastningen ökar med höjden och kan påverkas av byggnadens form och geometri.

Geografisk plats: Vindförhållandena varierar beroende på var byggnaden är belägen.

Omgivande terräng och byggnader: Andra byggnader eller höga hinder kan påverka vindflödet runt byggnaden.

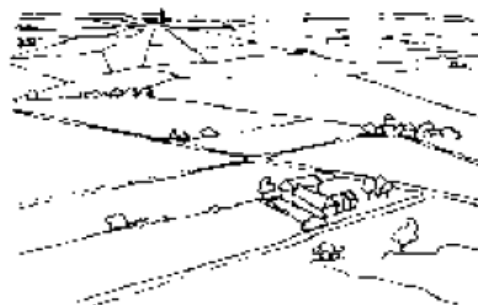
Byggnadens konstruktion: Byggnadens strukturella egenskaper, som form, dimensioner och material, påverkar hur vindkrafterna påverkar byggnaden.

Vindbelastningarna bestäms av platsens terrängklass och effekten av ytan som utsätts. Båda faktorerna påverkar vindtrycket, vilket sedan används för att beräkna den slutliga vindkraften. Det finns två metoder för att beräkna vindkraften: antingen genom att använda effektfaktorn eller yttrycken och tryckkoefficienterna. I denna avhandling har vindbelastningarna beräknats med hjälp av kraftfaktorer. (RIL 201-1-2017, s. 125, 134).

I Eurokod indelas miljöförhållanden för en byggnad i fem kategorier: 0, I, II, III och IV. I den här studien har vi terrängklasserna I, beskrivningen av terrängklassen visas i figur 12 i nedan.

Terrängtyp I

Sjö eller plant och horisontalt område med försumbar vegetation och utan hinder



Figur 12. Terrängkategorier, terrängtyp 1. (EN 1991-1-4, s. 21).

För att beräkna den totala horisontella belastningen på byggnaden måste man kombinera vindlasten med den permanenta lasten och den variabla lasten. Det är viktigt att ta hänsyn till alla relevanta laster och följa nationella och internationella normer och standarder för att säkerställa att byggnaden är säker och stabil. Vindlasten bestäms enligt byggnadens höjd. Man har också tagit hänsyn till de specifika kraven för klass CC3, vilket är en av de konsekvensklasserna som används för att bedöma riskerna för en byggnad i händelse av en olycka eller katastrof.

I syfte att differentiera stabiliteten kan olika konsekvensklasser fastställas. Detta görs genom att beakta konsekvenserna av fel eller funktionsstörningar i konstruktionen enligt tabell 4 i nedan. Konsekvensklasserna används sedan för att bestämma vilken stabilitetsnivå som krävs för konstruktionen. Ju högre konsekvensklass, desto högre krav på stabilitet. (SFS-EN 1990, s.87).

Tabell 4. Definition av konsekvensklasser

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	High consequence for loss of human life, or economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	Low consequence for loss of human life, and economic, social or environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

(SFS-EN 1990 2002, s. 87).

KFI-faktorer användas i grundläggande kombinationer för att representera olika konstruktioner. Vid beräkning av dimensionerande laster multipliceras KFI-faktorn med de permanenta och variabla lasterna.

Tabell 5. KFI-faktorer för åtgärder.

K_{FI} factor for actions	Reliability class		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

(SFS-EN 1990 2002, s. 87).

Klassificeringen av konsekvenserna baseras på betydelsen av de potentiella konsekvenserna av en olycka för den aktuella konstruktionen eller en del av konstruktionen, enligt kriterierna i SFS-EN 1990 2002, s. 87.

7 Betonghålbjälklag

Betonghålbjälklag är ett vanligt förekommande element typ som används i byggnader med betongstomme. Dessa plattor används i bostadshus, kontor och industribyggnader på de nedre, mellersta och översta våningarna. Hålbjälklagsplattor är förspända plattor som har en ihålig design för att minska vikten. Hålbjälklagsplattor har en standardbredd på 1200 mm. (Parma ontelolaatatot Suunnitteluohje Joulukuu, 2018. s. 24).

I detta arbete har man studerat hålbjälklagsplattor av typ P40, se figur 13.

Ontelo-laatta	Poikkileikkaus	Suunnittelu-tukipinta mm	Laatan omapaino kg/m ²	Laatan paino saumattuna kg/m ²	Palon-kestävyys kantavana ja osastoivana rakenteena
P40		100	435	465	REI60

Figur 13. Mått på betong hålbjälklag P40 enligt normerna. (Parman ontelolaatatot Suunnitteluohje Joulukuu 2018, s. 12).

När det gäller hålbjälklag är inre armering vara särskilt viktigt eftersom dessa strukturer är utsatta för både drag- och tryckbelastningar. En rätt placerad armering minskar deformation och hindrar kollaps.

8 Beräkningsdel och resultat

Beräkningsunderlaget är en viktig del av dimensioneringen av förbandssystemet i byggnader. Genom att fylla i relevant information om konstruktionen och dess laster kan man få en uppfattning om vilka krafter som kommer att verka på förbanden och därmed välja lämpliga kamstål för att garantera en stabil hållfasthet.

I detta här examensarbete har man undersökt dimensioneringen av horisontella dragband i betongbjälklag enligt *Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti*, därefter har man också beräknat dragkraften för alla andra delar av byggnaden och tagit hänsyn till de horisontella dragbanden runt pelarna som ligger mellan kanten och hörnen. Genom att simulera Composite pelarnas anslutningar och dragbanden i en RFEM-modell kan man få en bättre förståelse för deras beteende och se hur de påverkar byggnadens totala struktur och stabilitet. Studien har följt flera europeiska standarder och riktlinjer, inklusive EN-1991-1-7, EN-1993-1-8, EN-1993-1-5, Betoninormikortisto n:o 23 och *Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti*, för att planera byggnadernas system för bindningar och dragband. I nedan visade plan ritningen för ring och inre förbandssystem i sjätte våningen.

8.1 Horisontella ring och inre förbandskrafterna i konsekvensklasserna CC3a

Kraven på förband för bjälklag i byggnader syftar till att skapa en stark och stabil konstruktion. För att uppnå detta krävs att varje mellanbjälklag och översta bjälklag förses med ringförband och interna förband. Förbanden ska placeras så nära kanterna och pelare/väggar som möjligt för att fördela krafterna jämnt över hela konstruktionen. För att uppfylla kraven behöver byggnaden utrustas med olika typer av dragband, såsom ringarmering runt bjälklaget, bjälklagets inre dragband, vågräta pelare eller väggdragband och horisontella dragband för skivor.

En kontinuerlig ringarmering bör placeras i varje mellanbjälklag och överbjälklag, högst 1,2 meter från kanten. Armeringen för plattornas fogar bör placeras i fogens mittlinje

för att undvika stödmoment vid plattans ändrar och för att förhindra att betongskyddet bryts sönder på grund av armeringen räts ut se figur 11 där detta fenomen finns som bild. Detta innefattar att välja rätt armeringsdiameter, antal armeringsstänger, armeringsavstånd och placering av armeringen i plattan.

För att förstärka byggnaden i horisontella leden behöver dragkraften räknas och förstärkning genomföras. Beräkning av dragkraften (T_3) är nödvändig enligt Betoninormikortisto n:o 23, för att binda ihop elementen och säkerställa att konstruktionen klarar av krafterna från olika konsekvensklasser. Nedanför visas beräkningen av dragkraften, se figur 6 punkt 6, enligt Betoninormikortisto n:o 23.

Betonghålbjälklag P40 vikt: $g_{P40} := 4.65 \frac{kN}{m^2}$

Permanent last: $g_1 := 2.5 \frac{kN}{m^2}$

Variabel last: $q_k := 5 \frac{kN}{m^2}$

Totalt Permanent last: $g_k := g_{P40} + g_1 = 7.15 \frac{kN}{m^2}$

Avståndet mellan pelarens mittlinjer i förbandets riktlinje: $z_3 := 10.4 \text{ m}$

Variabla lastkombinationsfaktorn i olycksdesignsituationen: $\psi_2 := 0.3$

Avståndet mellan armeringen: $s_3 := 1.2 \text{ m}$

Antal våningar i hela byggnaden: $n_s := 9$

$$F_t := (16 + 2.1 \cdot n_s) \frac{kN}{m} = 34.9 \frac{kN}{m}$$

Dragkraften: $T_3 := F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \psi_2 \cdot q_k) \cdot z_3}{37.5 \frac{kN}{m}} = 100.467 \text{ kN}$

$$A_{s,vaad} := \frac{T_3}{\sigma} = 231.075 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,d} := 2 \cdot T16 = 402 \text{ mm}^2$$

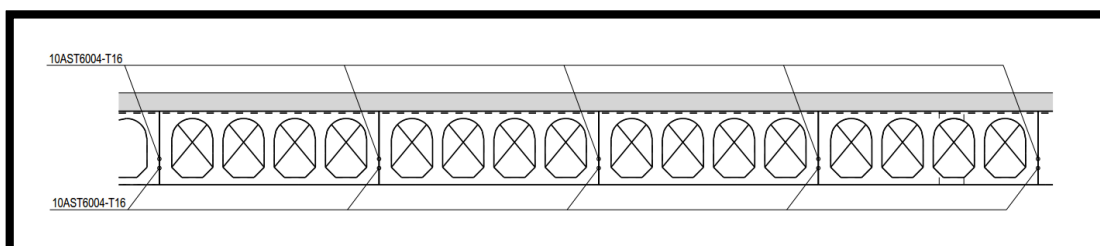
$$F_{rd} := 2 \cdot T16_F = 174.8 \text{ kN}$$

När man dimensionerar horisontella förband är det viktigt att ta hänsyn till de belastningar som uppstår i konstruktionen, inklusive de permanenta och variabla lasterna. Genom att fylla i den korrekta dimensioneringssituationen kan man beräkna dragkrafterna i varje horisontellt förband och få den behövliga armeringsmängden för den valda stålqualiteten.

För att välja dimensionen på kamstålen och antalet stänger kan man beräkna enligt *Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti* som har publicerats under hösten 2022. Nedanför visas beräkningen och man har kommit till samma svar som Betoninormikortisto n:o 23.

$T_5 = (F_t * 0,8 * (g_k + \sum \psi_i * q_k) / 6) * z_s / 5m * s_5$	100,5	kN				
$T_5 = F_t * s_5$	42	kN		$T_5 = \text{MAX}$	100,5	kN
				$A_{s, \text{vaad}}$	231,1	mm ²
T, määra	2			F_{Rd}	174,8	kN
T, koko	T16			$A_{s, d}$	402	mm ²

Med hjälp av spänningen har man kunnat beräkna den behövliga armerings mängden. Det är viktigt att armeringen placeras på rätt ställe och att den håller rätt avstånd från ytan för att betongen ska kunna binda sig med stålen på ett optimalt sätt. Detta ger en bra indikation på hur effektivt förbandet är och om det behöver justeras för att uppnå önskad säkerhetsnivå.



Figur 14. Inre armering mellan hålbjälklaget som har modulerats i Tekla. (Mohammadi, 2023)

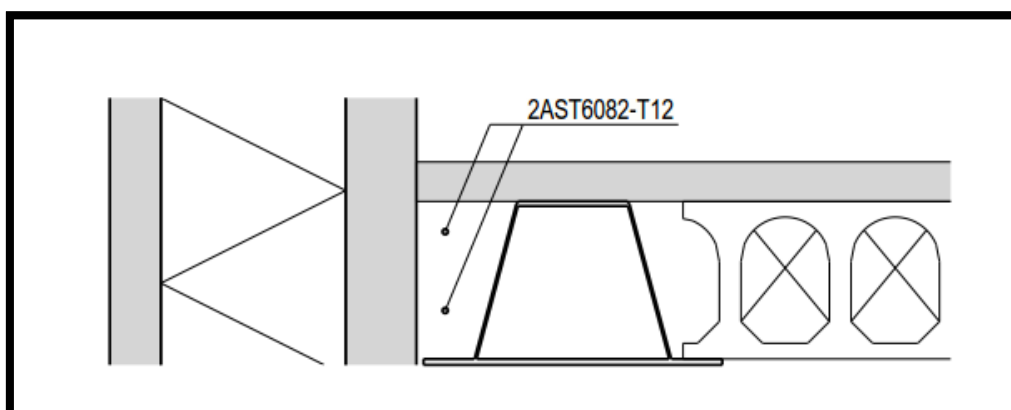
Modellering av inre armering kan göras med hjälp av tekniska ritprogram bland annat Tekla, som är specialiserade på konstruktion av byggnadsstrukturer.

Beräkningen för olika avstånd mellan pelarens mittlinjer i förbandets riktlinje har bifogats. I detta arbete används beräkningsformler för att bestämma den behövliga mängden av interna band. Alla delar av beräkningen presenteras sedan tydligt i kalkylbladet, inklusive det slutliga valet av antalet stänger och deras totala tvärsnittsytta som behövs för att uppnå den nödvändiga förstärkningen.

Vindlasten är en viktig faktor att ta hänsyn till vid beräkning av konstruktionens styrka eftersom vindkrafterna kan vara mycket stora och kan orsaka skador eller till och med kollaps om byggnaden inte är stark nog för att hantera dem. Genom att använda beräkningsformler från RIL-boken kan man bestämma den nödvändiga armeringsmängden och placeringen av armeringen för att säkerställa att byggnaden är stark nog för att hantera vindlasten.

Baserat på dessa beräkningar som är gjorda men Mathcad och Excel, så behövs det två 12 mm: s kamstål som är ringarmering för att byggnaden skall kunna hantera vindlasten. Detta är en viktig del av att byggnaden är stark och stabil nog att klara av den höga vindbelastningen och andra påfrestningar som den kan utsättas för under sin livstid.

Genom att integrera beräkningar av både oavsiktliga belastningar och vindlast har man kunnat säkerställa att bygganden är robusta nog att motstå progressiv kollaps, vilket är en viktig säkerhetsfunktion. I bilden nedan från Tekla visar tydligt hur du har placerat armeringen för att förstärka byggnaden och ge extra styrka där det behövs. Beräkningen finns bifogad.



Figur 15. Ringarmeringens placering som har beräknats enligt vindlasten. (Mohammadi, 2023).

9 Förankring av pelaren till mellanbjälklag i konsekvensklasserna CC3a

För att förankra pelare till mellanbjälklag i konsekvensklasserna CC3a har man använt sig av beräkningsformler som definierar förbandskrafterna *enligt Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti*. I figur 16 nedan visas det med röda rutor att vilka kompositpelares anslutningar som har undersöktes.



Figur 16. Olika anslutningar mellan kompositpelare och balkarna som har valts från Erica projekt. (Mohammadi, 2023).

9.1 Använda stålbalkar och direkt anslutningar till kompositpelarena

När dragkraften har räknats ut kan räknaren ge rekommenderade armeringsmängder för förbandet. Det finns också möjlighet att välja direkt anslutningen till Kompositpelare med stålplatta som svetsas till pelare och balken med antal dimensionerade bultar. Genom att välja lämpliga dimensioner och antal för förband och bultar kan man säkerställa att pelare och bjälklag är väl förankrade och kan motstå påfrestningar och laster under lång tid.

Men för att dimensionera de vertikala förbanden behöver man ta hänsyn till den största kraften som skapas av både permanenta och variabla laster. För att räkna ut de vertikala

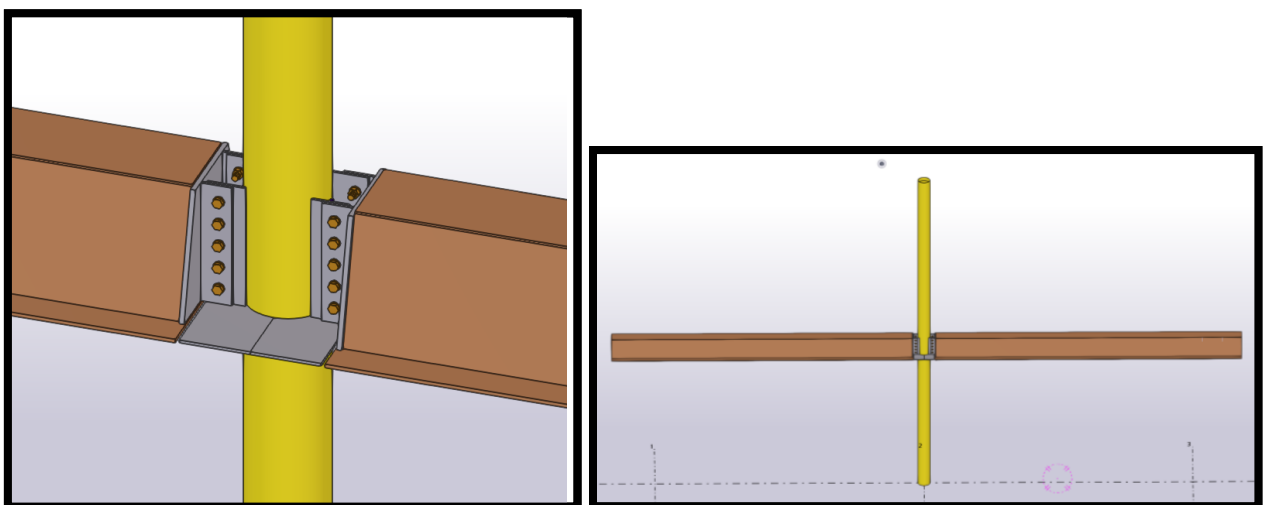
förbandens kraft måste man ange pelarens och balkarnas egenvikt, samt eventuella extra belastningar som hängkonstruktioner i bjälklaget.

När man utför simuleringen är det viktigt att ta hänsyn till alla relevanta faktorer som kan påverka förankringen av pelaren till mellanbjälklaget, till exempel laster, pelarens dimensioner och materialegenskaper, bjälklagets konstruktion och geometri samt typen av förankringsmetod. I denna studie används direkt anslutning med svetsade stålplattor med bultar som förankringsmetod.

I detta avsnitt beskrivs också hur en mer realistisk elementmodell kan skapas genom att använda tredimensionella solida element och kontaktinteraktion mellan ytor för att simulera interaktioner mellan olika komponenter. Genom att simulera kontaktinteraktionerna mellan plattor och pelare, bultar och pelare och bultar och plattor kan resultaten från den elementmodellen bli mera noggranna och programmet kan konvergera bättre.

9.1.1 Pelare som ligger emellan två balkar

I detta examensarbete kommer att simulerades pelare-balk direkt anslutning i RFEM för att undersöka kapaciteten och stabiliteten hos anslutningar som använder sig av direkt anslutning till kompositpelare med svetsade stålplattor och bultar, se figur 17. Målet är att säkerställa att dessa anslutningar har tillräcklig kapacitet och robusthet för att klara av påfrestningarna som kan uppstå under pelarens livstid.



Figur 17. Direkt anslutningen till kompositpelare. (Mohammadi, 2023).

Man har utfört beräkningar enligt gällande normer för att förankra balken till pelaren i denna anslutning.

Seuraamusluokka	CC3a		
$T_3=(F_t*0,8*(g_k+\sum\psi_i*q_k)/6) * z_3/5m*s_3$	711,6	kN	
$T_3=F_t*s_3$	363	kN	
$T_3=MAX$	711,6	kN	
$A_{s, vaad}$	1636,8	mm ²	
F_{Rd}	853,6937	kN	
$A_{s, d}$	1963,495	mm ²	
T, määrä	4		
T, koko	25		

För att skapa en mer realistisk och exakt elementmodell modelleras alla delar, av stålpelare, balkar, platta ändplattor och bultar.

I denna studie är skruvhålsdiametern 2 mm större än den nominella bultdiametern och bultdiametern är 30 mm med klass 8.8.

Vid utformningen av anslutningar är det viktigt att beakta två faktorer, spänningen och töjningen. Genom att använda datorsimuleringar kan man undersöka hur olika anslutningsdetaljer påverkar strukturen och dess kapacitet mot belastningar. Dessa simuleringar kan ge värdefull insikt i hur man kan förbättra anslutningarna och därigenom öka säkerheten och hållbarheten hos konstruktionen.

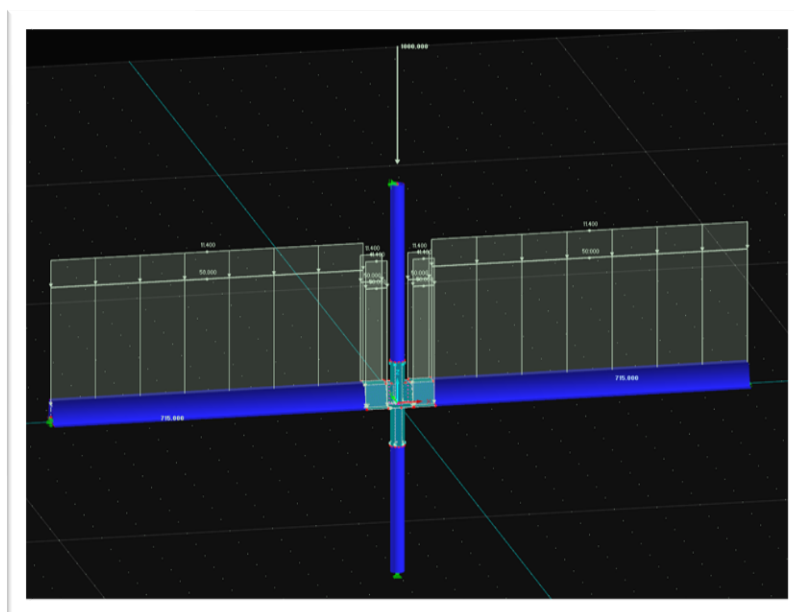
Dimensioneringen görs både genom manuella beräkningar och genom skal- och FEM-beräkningar. Hållfastheten hos anslutningens delar kontrolleras huvudsakligen utifrån FEM-modellen. För bultgrupper kontrolleras skruvglidning och skruv beständighet med hjälp av beräkningsunderlaget baserat på Eurokod EN 1993-1-8.

Materialmodell och alla ledplattor och profiler är tillverkade av stål S355J2. Bultarna har hållfasthetsklass 8.8. Von Mises-kurvan hålls under 5% för att uppfylla konstruktionsvillkoret i driftgränstillståndet om att undvika plastiska deformationer och bibehålla elasticiteten hos strukturen utom i små punktområden.

Nedan förklaras namnet på lasterna som har använt i RFEM-modell:

LC2	Variabel last
LC3	Dragkraft
LC4	Permanent last
CO1	Kombinerad av variabla laster och permanenta laster
CO2	Kombinerad av dragkraft, variabla laster och permanenta laster

Enligt figur 18 nedan som har moderates i RFEM ligger kompositpelarna emellan hålbjälklagen som har beaktat både permanenta och variabla lasten från båda sidor och simulerade i CO2:

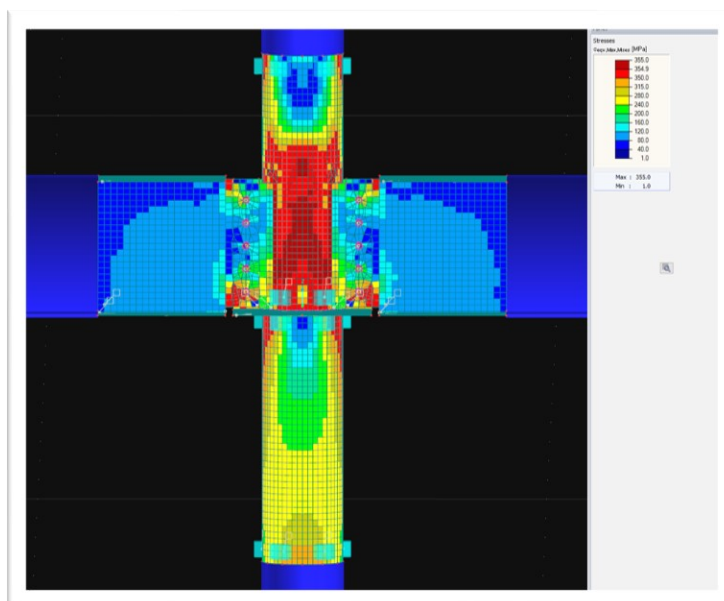


Figur 18. Komposit pelare som har simulerats i RFEM med belastnings kombination CO2. (Mohammadi, 2023).

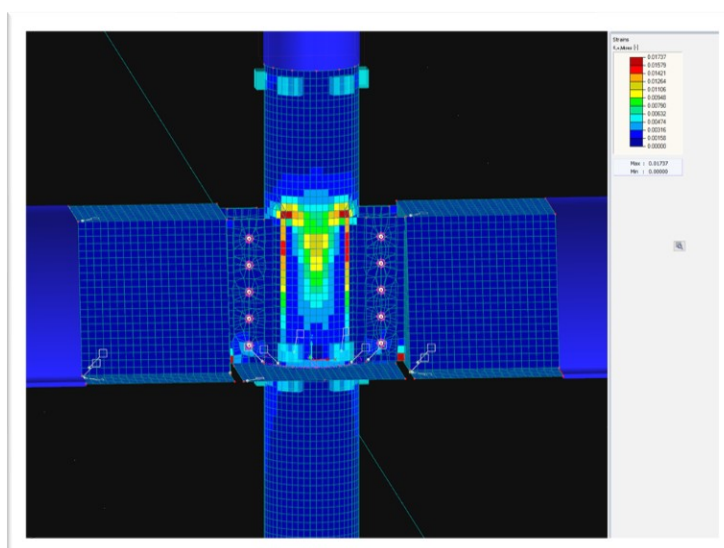
När alla balkar är ordentligt anslutna kan konstruktionen sedan bära de krävande lasterna som den är utformad för att hantera. De högsta spänningarna och töjningarna uppnås med belastningskombinationen CO2. De uppstår vid skärningspunkten mellan flänsen balken och vid fästplattan för dragstången. I figur 19 och 20 visar maximal och minimal spänning och töjning i anslutningen.

Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 -> plastisk

Maximal töjning (Von Mises): $1,73 \% < 5 \%$.



Figur 19. Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 . (Mohammadi, 2023).



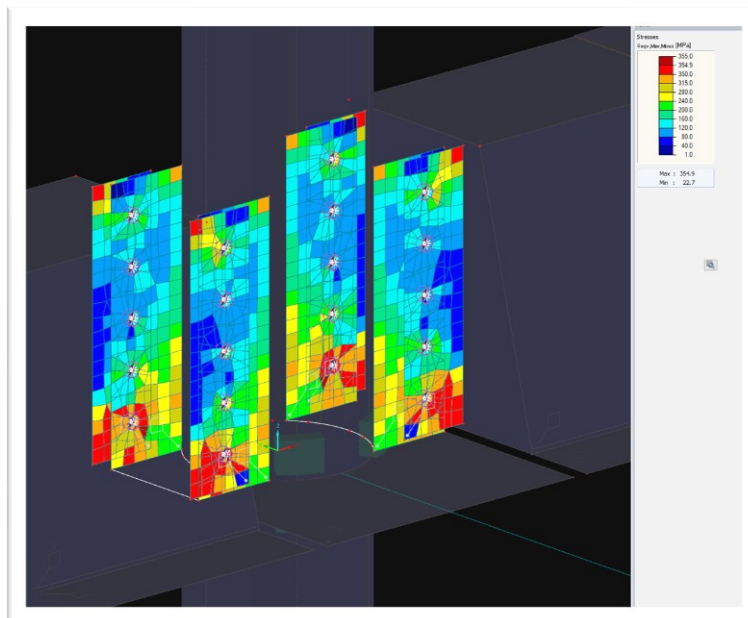
Figur 20. Maximal töjning (Von Mises): $1,73 \% < 5 \%$. (Mohammadi, 2023).

Vid simulering av anslutningen användes en skalmodell, vilket innebär att anslutningen representeras som en ytlig snarare än en tredimensionell kropp. Pelaren modellerades som en kompositstruktur fylld med betong.

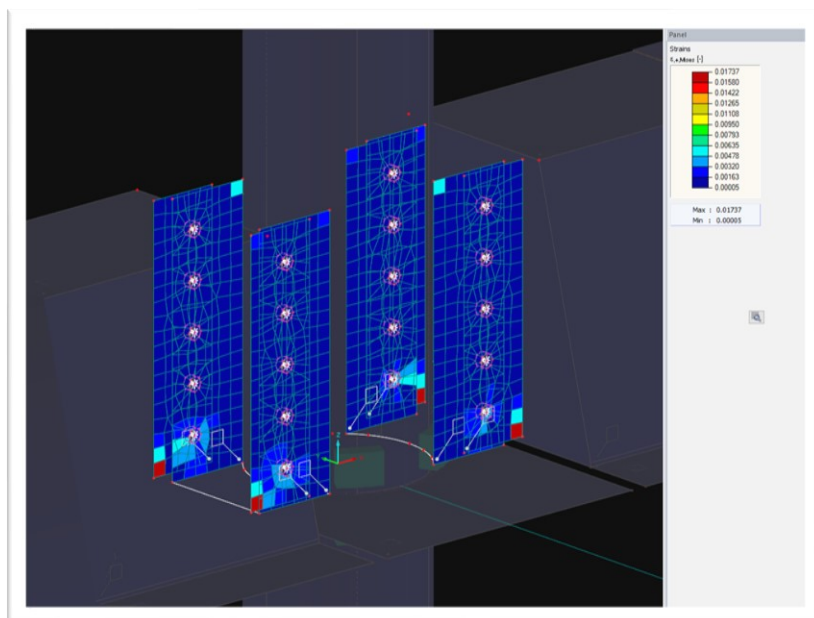
Simuleringen visade att den maximala spänningen i driftgränstillståndet uppnåddes med lastkombinationen CO2. Denna spänning var 355 N/mm^2 och var under materialets

sträckgräns, vilket betyder att det inte uppstod någon plastisk deformation. I figur 21 och 22 visar maximal och minimal spänning och töjning i stålplattor och bultar.

Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm² -> plastisk



Figur 21. Stålplattor maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm². (Mohammadi, 2023).



Figur 22. Stålplattor maximal töjning (Von Mises): 1,73 % < 5 %. (Mohammadi, 2023).

Har också utforskats konstruktionsmotstånd för enskilda fästelement med hjälp av Eurokod 1993-1-8, konstruktionsmotstånd för enskilda fästelement som utsätts för skjuvkraft och dragkraft har beräknats och kontrollerats.

Maximal skjuvkraft har beräknats för bultar med hjälp av Eurokod 1993-1-8, Tabell 3.4.

$$F_{vEd2} := 243 \text{ kN}$$

Kapaciteten för enskilda fästelement som utsätts för skjuvkraft och dragkraft beror på flera faktorer, inklusive geometrin hos fästelementet, materialegenskaper för fästelementet och det material som fästelementet är fäst i, samt den pålagda lasten.

För att bestämma konstruktionsmotståndet för fästelement som utsätts för skjuvkraft eller dragkraft måste man använda sig av relevanta beräkningsstandarder och modelleringsmetoder. Man bör också ta hänsyn till eventuella påfrestningar som kan uppstå under infästningens livstid, till exempel korrosion eller utmattning.

I allmänhet är det viktigt att kräva att konstruktionsmotståndet för fästelementet är högt för att klara kravet som ställs på anslutningen, och att fästelementet har en lång beständighet för att minimera behov av underhåll och reparationer.

Man har också dimensionerat bultarna enligt Eurokod bultarna med hänsyn till deras skjuvkraft och dragkraft, och därefter har beräknat den kombinerade skjuvkraft och dragkraft för att se om bultarna har tillräcklig kapacitet för att klara av de påfrestningar de utsätts för. Baserat på beräkningar har bultarna tillräcklig kapacitet för att hantera de påfrestningar de utsätts för.

$$\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd}}{1.4 \cdot F_{tRd}} < 1 \quad (5)$$

Det står i formlerna:

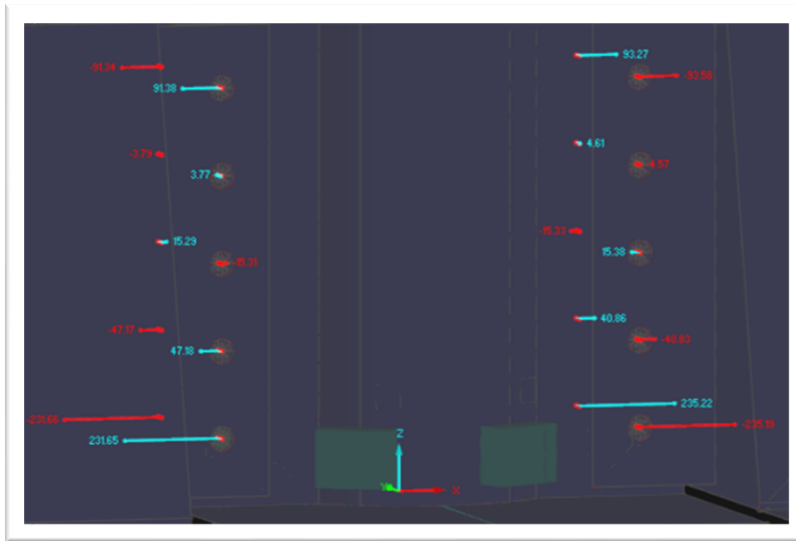
F_{vEd} Skjuvkraft för varje bult

F_{vRd} Skjuvkraft för stål platta

F_{tEd} Dragkraft för varje bult

F_{tRd} Dragkraft för stål platta

$$\frac{F_{vEd2}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd2}}{1.4 \cdot F_{tRd}} = 0.969 < 1$$



Figur 23, Skjuvkraft diagram för varje bult. (Mohammadi, 2023).

9.1.2 Pelare som ligger i kanten

Man har utfört beräkningar enligt gällande normer och har kommit fram till att det två 12 mm: s kamstål armeringsjärn är tillräckligt för att klara av dragkraften i den aktuella pelaren som ligger i kanten.

Seuraamusluokka

CC3a

$$T_2 = (F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_2 \cdot q_k) / 6) \cdot z_2 / 5m \cdot s_2$$

355,8

$$T_1 = F_t \cdot s_2$$

181,5

T, määrä

2

T, koko

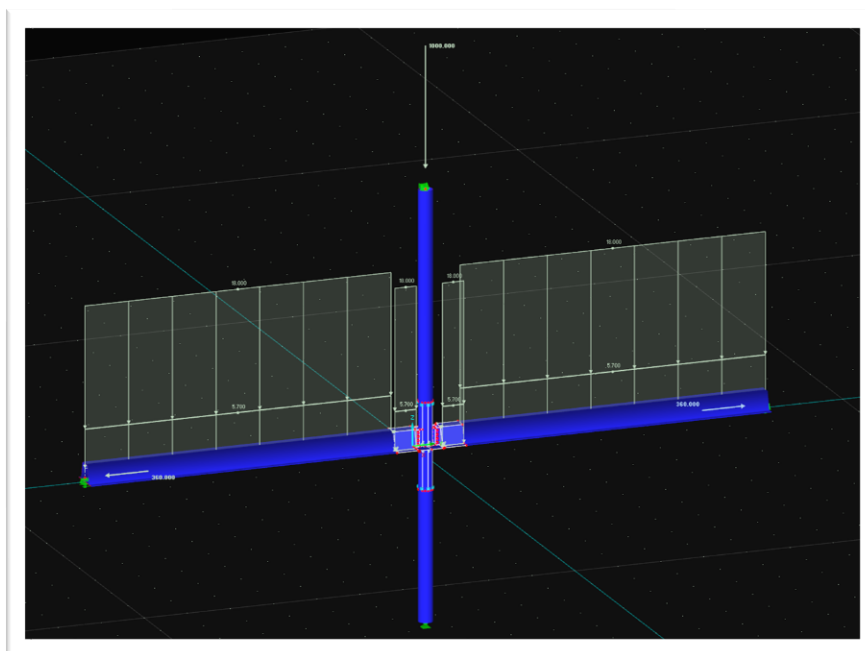
T25

$$T_2 = \text{MAX} \quad 355,8 \quad \text{kN}$$

$$A_{s, \text{vaad}} \quad 818,3901 \quad \text{mm}^2$$

$$F_{Rd} \quad 426,8 \quad \text{kN}$$

$$A_{s, d} \quad 982 \quad \text{mm}^2$$

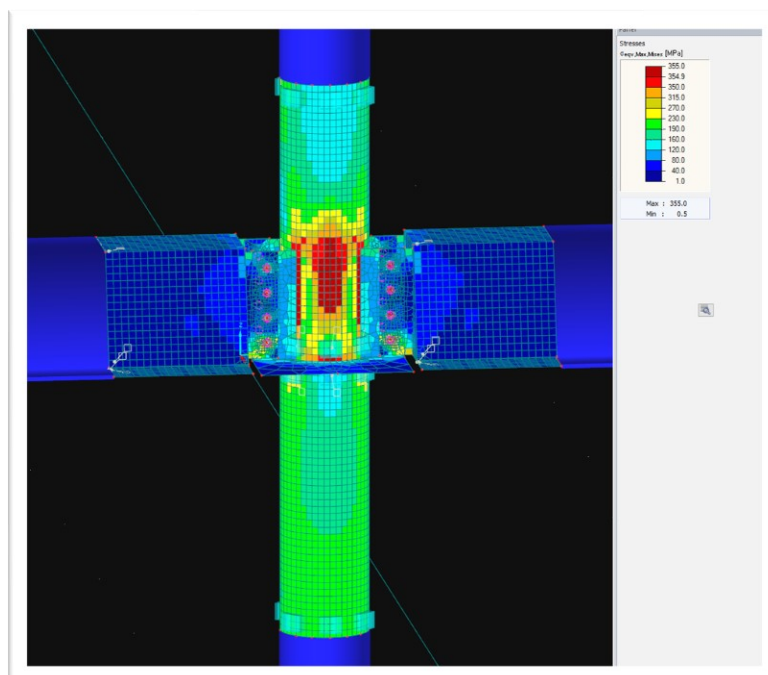


Figur 24. Kompositspelare som har simulerats i RFEM med belastning kombination CO2. (Mohammadi, 2023).

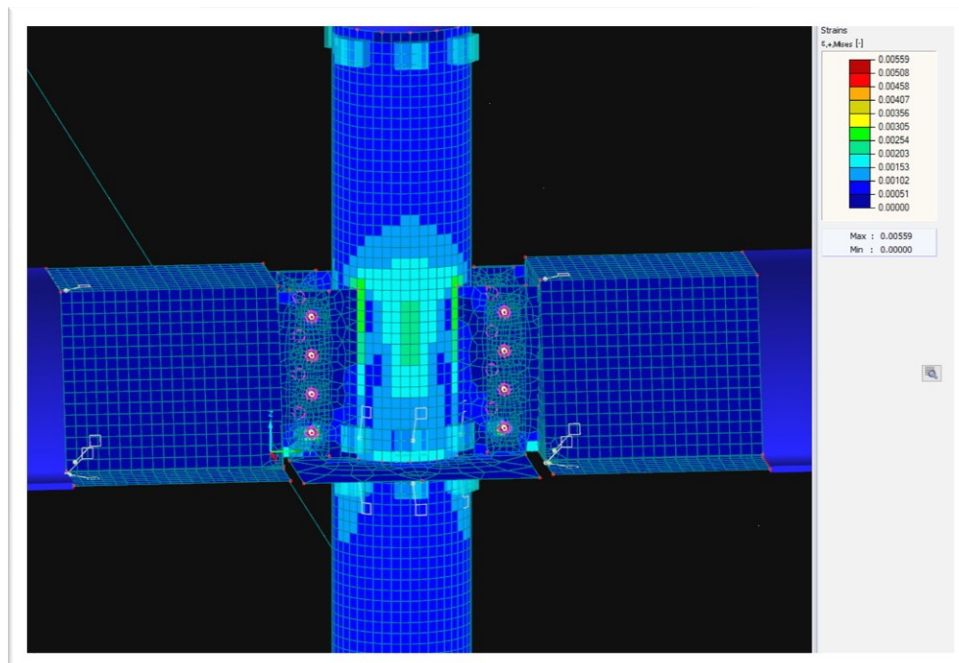
De högsta spänningarna och töjningarna uppnås med belastningskombinationen CO2. I figur 25 och 26 visar maximal och minimal spänning och töjning i anslutningen.

Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 -> plastisk

Maximal töjning (Von Mises): $0,6 \% < 5 \%$.



Figur 25. Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 . (Mohammadi, 2023).

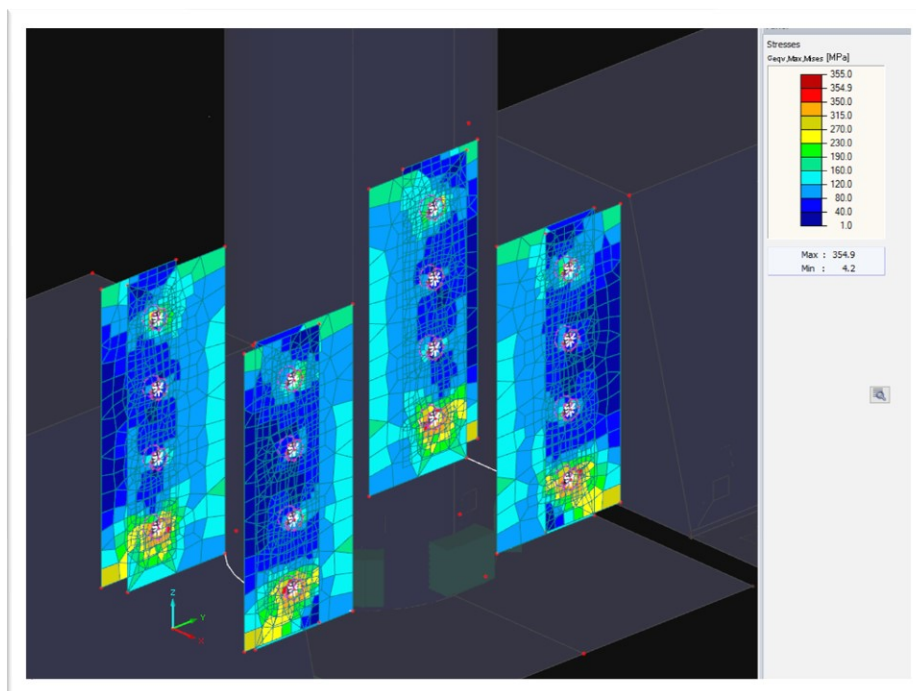


Figur 26. Maximal töjning (Von Mises): 0,6 % <5 %. (Mohammadi, 2023).

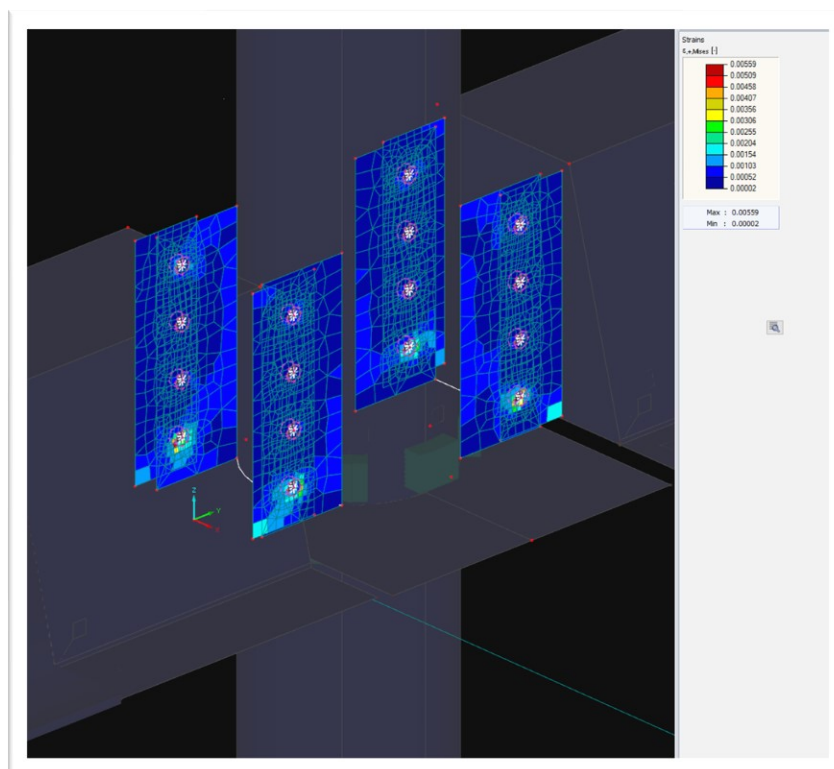
Vid simulering av anslutningen användes en skalmodell, vilket innebär att anslutningen representeras som en ytlig snarare än en tredimensionell kropp. Pelaren modellerades som en kompositstruktur med betongfyllning.

Simuleringen visade att den maximala spänningen i driftgränstillståndet uppnåddes med lastkombinationen CO2. Denna spänning var 355 N/mm² och var under materialets sträckgräns, vilket betyder att det inte uppstod någon plastisk deformation. I figur 27 och 28 visar maximal och minimal spänning och töjning i stålplattor och bultar.

Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm² -> plastisk



Figur 27. Stålplattor maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm². (Mohammadi, 2023).



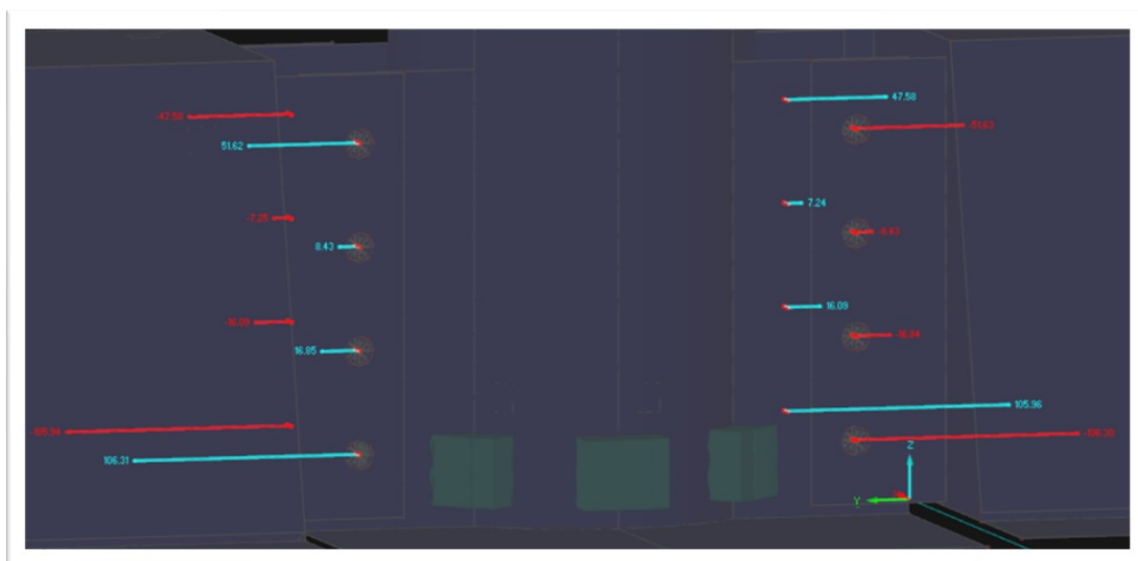
Figur 28. Stålplattor maximal töjning (Von Mises): 0,6 % < 5 %. (Mohammadi, 2023).

Man har beräknat maximum skjuvkraft för bultar med hjälp av Eurokod 1993-1-8, Tabell 3.4.

$$F_{vEd1} := 133 \text{ kN}$$

Har beräknat den kombinerade skjuvkraft och dragkraft för att se om bultarna har tillräcklig kapacitet för att klara av de påfrestningar de utsätts för. Baserat på beräkningar verkar det som att bultarna har tillräcklig kapacitet för att hantera de påfrestningar de utsätts för.

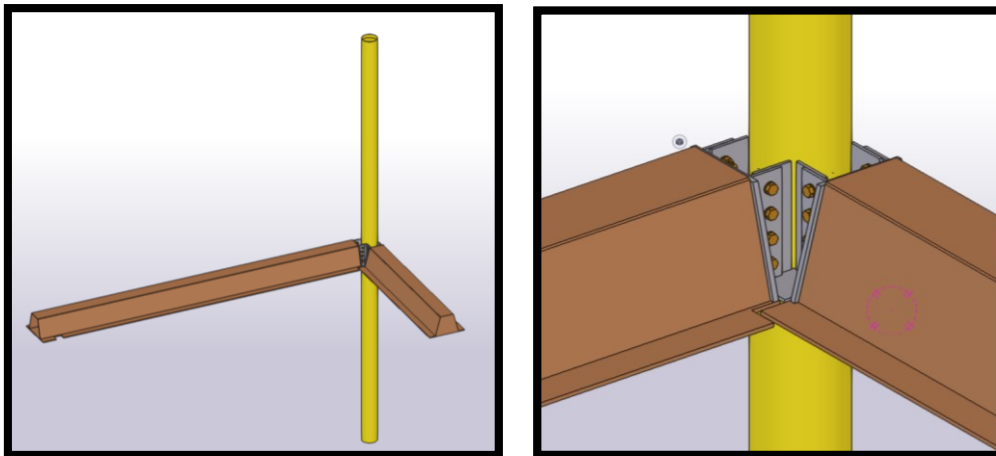
$$\frac{F_{vEd1}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd1}}{1.4 \cdot F_{tRd}} = 0.536 < 1$$



Figur 29. Skjuvkraft diagram för varje bult. (Mohammadi, 2023).

9.1.3 Pelare som ligger i hörnen

När det gäller anslutningen av pelaren i horisontellt plan, har man utfört beräkningar. Enligt gällande normer, har man kommit fram till att det två 12 mm: s kamstål armeringsjärn i både X- och Y-riktningen är tillräckligt för att klara av den dragkraft som uppstår i ringarmeringen runt hålbjälklagen.



Figur 30. Kompositpelares direkta anslutning till stålbeams i Tekla. (Mohammadi, 2023).

Seuraamusluokka

CC3a

$$F_{tie,2x} = F_t * (h/2,5m) * S_{tie,2x}$$

327

$$F_{tie,2} = 2 * F_t * S_{tie,2x}$$

297

$$F_{tie,2x} = \text{MIN} \quad 297 \quad \text{kN}$$

$$A_{s, \text{vaad}} \quad 682,3 \quad \text{mm}^2$$

$$F_{Rd} \quad 426,8 \quad \text{kN}$$

$$A_{s, d} \quad 982 \quad \text{mm}^2$$

T, määrä

2

T, koko

T25

$$F_{tie,2y} = F_t * (h/2,5 m) * S_{tie,2y}$$

267

$$F_{tie,2y} = 2 * F_t * S_{tie,2y}$$

297

$$F_{tie,2y} = \text{MIN} \quad 267 \quad \text{kN}$$

$$A_{s, \text{vaad}} \quad 614,1 \quad \text{mm}^2$$

$$F_{Rd} \quad 426,8 \quad \text{kN}$$

$$A_{s, d} \quad 982 \quad \text{mm}^2$$

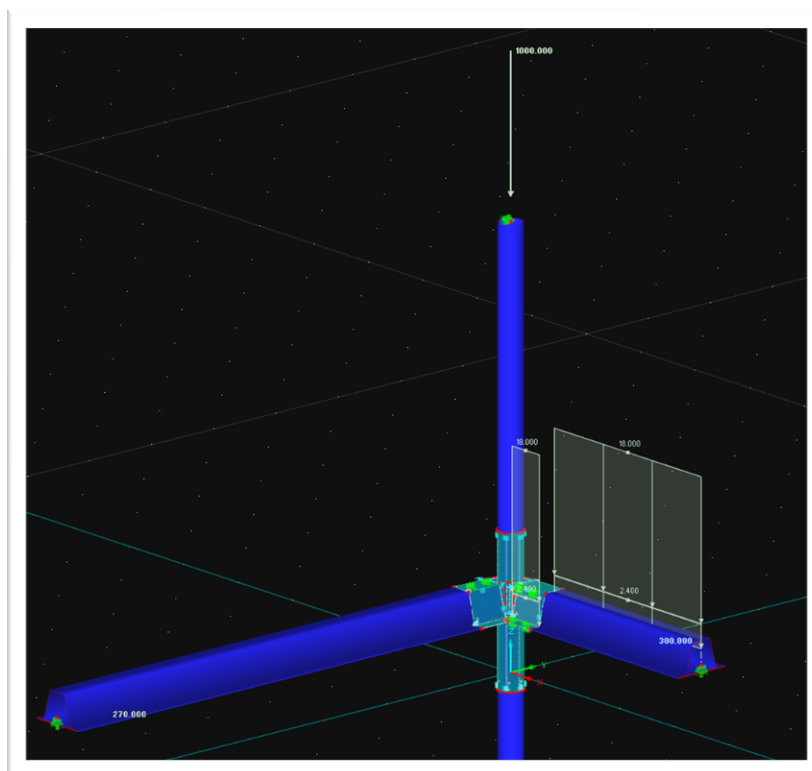
T, määrä

2

T, koko

T25

Här presenteras resultaten av en FEM-analys av en konstruktion med momentstyv anslutning för en förlängningsbalk genom den centrala noden, som visas i bilaga. Konstruktionen har utformats för att säkerställa överföring av vertikala laster till dragstängerna och överföring av andra krafter mellan balkarna. För att lösa spänningar och töjningar i stål elementen har en FEM-analys genomförts. Modellen och resultaten visas i följande figurer.

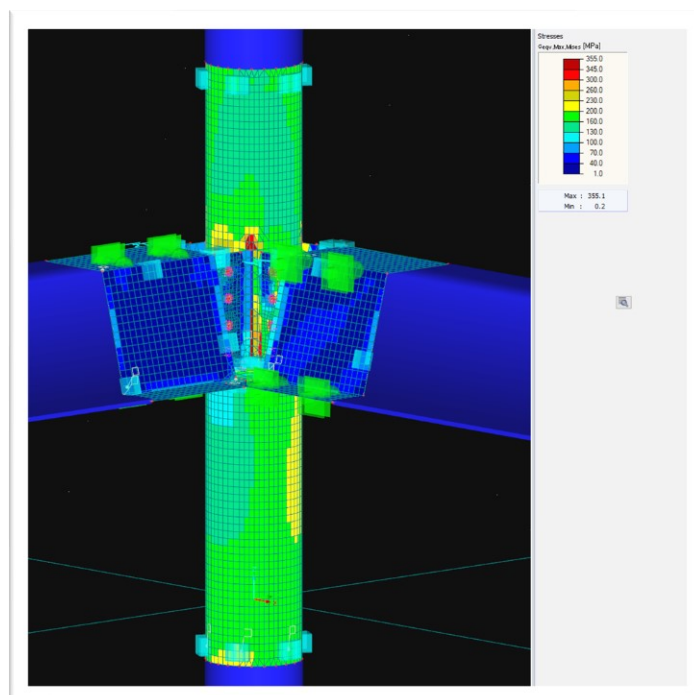


Figur 31. Komposit pelare som har simulerats i RFEM med belastning kombination CO2. (Mohammadi, 2023).

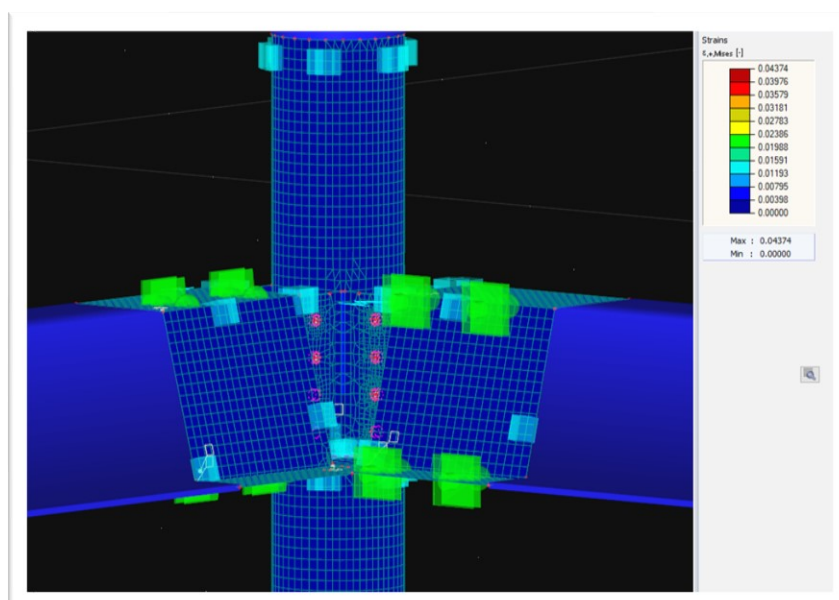
De högsta spänningarna och töjningarna uppnås med belastningskombinationen CO2. De uppstår på grund av skärningspunkten mellan flänsen på sträckbommen och spåret på kompressionsbommen och vid fästplattan för dragstången. Dragspänningar på hålls små och även den maximala punkten visar att spänningen ligger under konstruktionsgränsen. I figur 32 och 33 visar maximal och minimal spänning och töjning i anslutningen.

Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 -> plastisk

Maximal töjning (Von Mises): $4,37 \% < 5 \%$.



Figur 32. Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 . (Mohammadi, 2023).

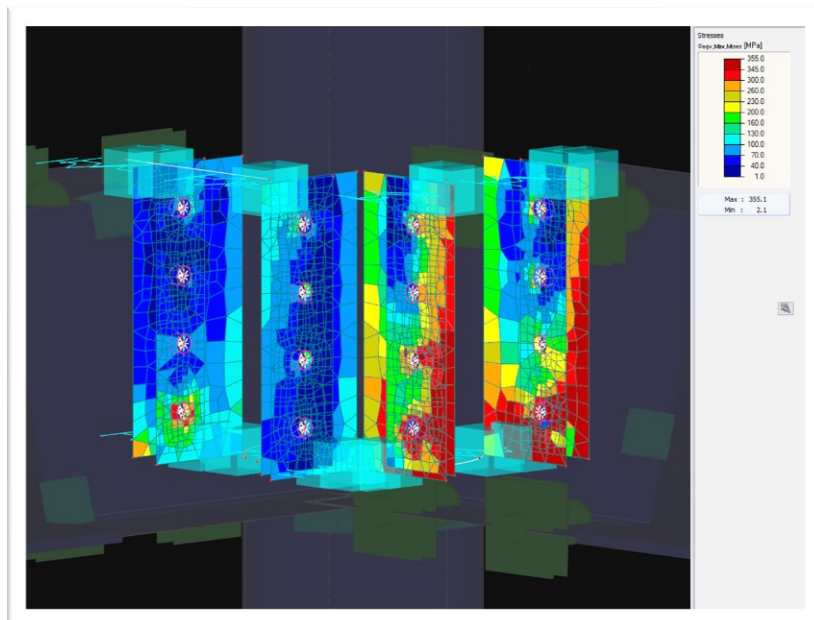


Figur 33. Maximal töjning (Von Mises): $4,37 \% < 5 \%$. (Mohammadi, 2023).

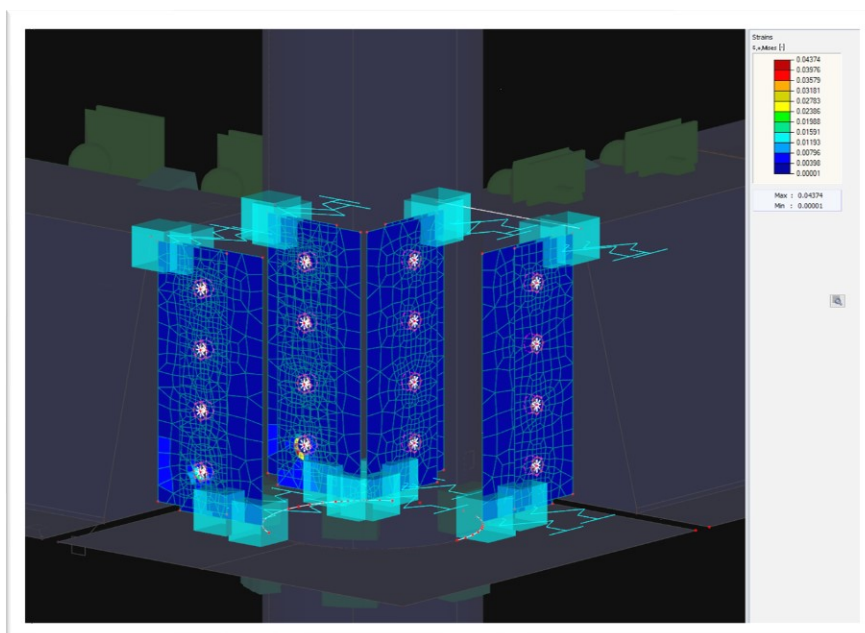
Simuleringen visade att den maximala spänningen i driftgränstillståndet uppnåddes med lastkombinationen CO2. Denna spänning var 355 N/mm^2 och var under materialets

sträckgräns, vilket betyder att det inte uppstod någon plastisk deformation. I figur 34 och 35 visar maximal och minimal spänning och töjning i stålplattor och bultar.

Maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 -> plastisk



Figur 34. Stålplattor maximal spänning (Von Mises): 355 N/mm^2 . (Mohammadi, 2023).



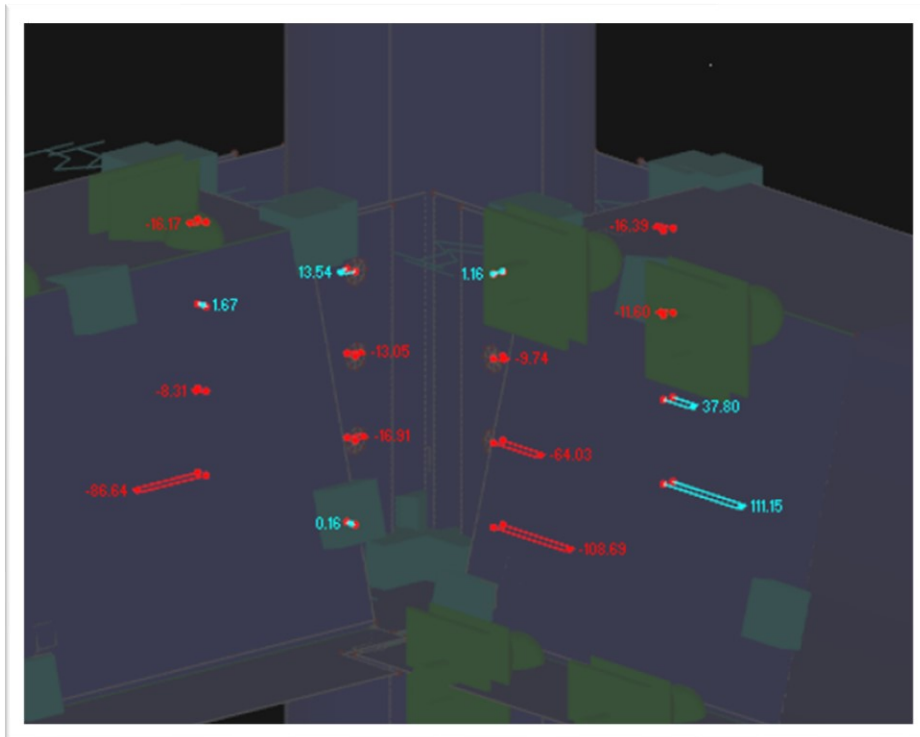
Figur 35. Stålplattor Maximal töjning (Von Mises): $0,6 \% < 5 \%$. (Mohammadi, 2023).

Man har beräknat maximum skjuvkraft för bultar med hjälp av Eurokod 1993-1-8 Tabell 3.4.

$$F_{vEd3} := 137 \text{ kN}$$

Har beräknat den kombinerade skjuvkraft och dragkraft för att se om bultarna har tillräcklig kapacitet för att klara av de påfrestningar de utsätts för. Baserat på beräkningar verkar det som att bultarna har tillräcklig kapacitet för att hantera de påfrestningar de utsätts för.

$$\frac{F_{vEd3}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd3}}{1.4 \cdot F_{tRd}} = 0.747 < 1$$



Figur 36. Skjuvkraft diagram för varje bult. (Mohammadi, 2023).

10 Sammanfattning

Progressiv kollaps är en viktig fråga inom byggteknik och konstruktion. Progressiv kollaps är en situation där en byggnads stabilitet gradvis försämras och leder till en olycka. Detta kan ske när en eller flera av byggnadens vertikala lastbärande komponenter, som pelare, faller eller kollapsar.

Resultaten av denna forskning visar att direkt anslutning till kompositpelare ger tillräcklig styvhet för att överföra krafter jämfört med extra armering. Genom att ändra tjockleken på stålplattorna och bultarnas storlek kan man hantera stora dragkrafter. Dessa förband kan minska behovet av att bygga nya stålkonstruktioner och minska mängden stål som slängs på deponier. Detta kan leda till minskade koldioxidutsläpp och energiförbrukning som är associerade med produktionen av konstruktionsstål. Datorsimuleringar har visat att direkt anslutning ger tillräcklig styvhet och förmåga, och stålplattor med bultar är en effektiv metod för att motverka progressiv kollaps och öka säkerheten i byggnader.

Rekommenderas en dynamisk och icke-linjär analysmetod för att bedöma risken för progressiv kollaps i byggnader. Det är viktigt att använda rätt strukturellt system och att designa med duktila detaljer som kan hantera stora deformationer för att skapa mer motståndskraftiga strukturer.

Genom att följa bestämmelser och riktlinjer för byggande och konstruktion kan progressiv kollaps förebyggas och byggnader kan vara säkra och tillförlitliga i funktion. Det rekommenderas att använda en metodik med dynamisk och icke-linjär analys, både global och lokal modellering, och hotberoende bedömning för att utvärdera risken för progressiv kollaps.

11 Källförteckning

Betoniteollisuus ry. (2023). *Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti*. Hämtat 9.9.2022 från [BET2202_84-87.pdf \(betoni.com\)](#)

Boverkets konstruktionsregler. (2019). *EKS 11*. Hämtat 9.10.2022 från <https://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2016/eks-10.pdf>

Elementtisuunnittelu (2010). *Ontelolaatastojen rei'itykset ja varaukset*. Hämtat 22.11.2022 från [Ontelolaatastojen rei'itykset ja varaukset | Ajankohtaista | Elementtisuunnittelu](#)

Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., & Carino, N.J. (2007). *Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings*. National Institute of Standards and Technology, Building and Fire Research Laboratory. Hämtat 10.11.2022 från [Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings - DocsLib](#)

Engström, B., Alexander, S., Cholewicki, A., De Chefdebien, A., Della Bella, B., Elliott, K. S., & Vinje, L. (2008). *Structural connections for precast concrete buildings*. Hämtat 11.10.2022 från [fib Bulletins : Structural connections for precast concrete buildings \(PDF\) \(fib-international.org\)](#)

Lees, T., & Lam, D. (2014). *How to design concrete buildings to satisfy disproportionate collapse requirements*. Hämtat 10.11.2022 från [how to design concrete buildings to satisfy disproportionate collapse requirements 303.pdf \(sefindia.org\)](#)

Miljöministeriet. (2016). *Miljöministeriets förordning 10/16*. Helsingfors: Finlands byggbestämmelses ämlig. Hämtat från www.finlex.fi

Parma ontelolaatastot Suunnitteluohje Joulukuu (2018). Hämtat 23.12.2022 från [Laatat - Parma Consolis](#)

Rakennusteollisuus (2006). *Rakennusrungon vakavuustarkastelut*. Hämtat 11.2022 från [Rakennusrungon vakavuustarkastelut \(1\).pdf](#)

RIL 201-4-2017. (2017). *Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa*. Helsingfors: Suomen rakennusinsinööriliitto RIL ry.

RIL 201-1-2017. (2017). *Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Helsingfors: Suomen rakennusinsinööriliitto RIL ry.

Ronan Point (3.3.2023). Hämtat (10.3.2023) från *Wikipedia* [Ronan Point - Wikipedia](#)

Suomen betoniyhdistys. (2012). *Betoninormikortisto N:o 23EC*. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry. Hämtat från

https://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_23ec-1.pdf

Suomen standardisoimisliitto SFS. (2006). *SFS-EN 1990 + A1 + AC*. Hämtat 7.9.2022 från <https://sales.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/150857.html.stx>

Suomen standardisoimisliitto SFS. (2014). *SFS-EN 1991-1-7 +A1 +AC*. Hämtat 7.9.2022 från <https://sales.sfs.fi/en/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/385623.html.stx>

Suomen standardisoimisliitto SFS. (2014). *SFS-EN 1993-1-8*. Hämtat 15.11.2022 från <https://sales.sfs.fi/en/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/9359.html.stx>

Suomen standardisoimisliitto SFS. (2014). *SFS-EN 1993-1-5*. Hämtat 15.11.2022 från <https://sales.sfs.fi/fi/index/tuotteet/SFS/CEN/ID2/1/9355.html.stx>

Bilagor

Horisontella förbandskrafterna i konsekvensklasserna CC3a, beräkning av Ring och inre förband enligt Betoninormikortisto n:o 23, Jatkuvan sortuman estämisen ohjekortti och euro kod 1991-1-4, 1991-1-8, 1991-1-7, 1991-1-5.

Horisontella förband:

Betonghålbjälklag P40 vikt: $g_{P40} := 4.65 \frac{kN}{m^2}$

Permanent last: $g_1 := 2.5 \frac{kN}{m^2}$

Variabel last: $q_k := 5 \frac{kN}{m^2}$

Totalt Permanent last: $g_k := g_{P40} + g_1 = 7.15 \frac{kN}{m^2}$

Avståndet mellan pelarens mittlinjer i förbandets riktlinje: $z_3 := 7.9 \text{ m}$

Variabla lastkombinationsfaktorn i olycksdesignsituationen: $\psi_2 := 0.3$

Avståndet mellan armeringen: $s_3 := 1.2 \text{ m}$

Antal våningar i hela byggnaden: $n_s := 9$

$$F_t := (16 + 2.1 \cdot n_s) \frac{kN}{m} = 34.9 \frac{kN}{m}$$

Dragkraften: $T_3 := F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \psi_2 \cdot q_k) \cdot z_3}{37.5 \frac{kN}{m}} = 76.317 \text{ kN}$

$$A_{s,vaad} := \frac{T_3}{\sigma} = 175.528 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,d} := T16 = 201 \text{ mm}^2$$

$$F_{rd} := T16_F = 87.4 \text{ kN}$$

Betonghålbjälklag P40 vikt: $g_{P40} := 4.65 \frac{kN}{m^2}$

Permanent last: $g_1 := 2.5 \frac{kN}{m^2}$

Variabel last: $q_k := 5 \frac{kN}{m^2}$

Totalt Permanent last: $g_k := g_{P40} + g_1 = 7.15 \frac{kN}{m^2}$

Avståndet mellan pelarens mittlinjer i förbandets riktlinje: $z_3 := 5 \text{ m}$

Variabla lastkombinationsfaktorn i olycksdesignsituationen: $\psi_2 := 0.3$

Avståndet mellan armeringen: $s_3 := 1.2 \text{ m}$

Antal våningar i hela byggnaden: $n_s := 9$

$$F_t := (16 + 2.1 \cdot n_s) \frac{kN}{m} = 34.9 \frac{kN}{m}$$

Dragkraften: $T_3 := F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \psi_2 \cdot q_k) \cdot z_3}{37.5 \frac{kN}{m}} = 48.302 \text{ kN}$

$$A_{s.vaad} := \frac{T_3}{\sigma} = 111.094 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.d} := T16 = 201 \text{ mm}^2$$

$$F_{rd} := T16_F = 87.4 \text{ kN}$$

Betonghålbjälklag P40 vikt: $g_{P40} := 4.65 \frac{kN}{m^2}$

Permanent last: $g_1 := 2.5 \frac{kN}{m^2}$

Variabel last: $q_k := 5 \frac{kN}{m^2}$

Totalt Permanent last: $g_k := g_{P40} + g_1 = 7.15 \frac{kN}{m^2}$

Avståndet mellan pelarens mittlinjer i förbandets riktlinje: $z_3 := 7.3 \text{ m}$

Variabla lastkombinationsfaktorn i olycksdesignsituationen: $\psi_2 := 0.3$

Avståndet mellan armeringen: $s_3 := 1.2 \text{ m}$

Antal våningar i hela byggnaden: $n_s := 9$

$$F_t := (16 + 2.1 \cdot n_s) \frac{kN}{m} = 34.9 \frac{kN}{m}$$


Dragkraften: $T_3 := F_t \cdot s_3 \cdot \frac{(g_k + \psi_2 \cdot q_k) \cdot z_3}{37.5 \frac{kN}{m}} = 70.52 \text{ kN}$

$$A_{s,vaad} := \frac{T_3}{\sigma} = 162.197 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,d} := T16 = 201 \text{ mm}^2$$

$$F_{rd} := T16_F = 87.4 \text{ kN}$$

Vind last:

		Rakennelaskelma	
		Tekijä:	Sivu: 1(1)
Rakennuskohde:		Työ no:	Sisältö:
M10 Tuulikuorma Eurocode EN1991-1-4:n mukaan		Versio 1.5	
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008–2011			

Maastoluokka = 1

Tuulen nopeuden perusarvo = 21 m/s

Maaston kaltevuus Φ = 0

Sijaintikerroin S = 0,8

Ilman tiheys ρ = 1,25 kg/m³

Korkeus maanpinnasta z = 5,0 m

Puuskanopeuspaine:

 $q_p(z)$ = 652,3 N/m² $q_p(h)$ = 1029,7 N/m²Suurin kuorma seinässä korkeudella z: 913,2 N/m²Suurin kuorma tasakatolla ylöspäin: 2059,4 N/m²

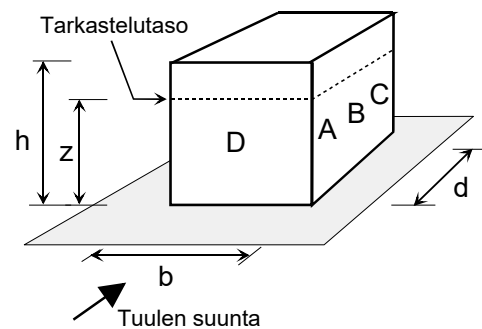
Rakennuksen mitat:

h = 45,0 m

d = 47,0 m

b = 54,0 m

Sisäisen paineen kertoimet:

Ylipaine C_{pi} = 0,20Alipaine C_{pi} = -0,30Pinta-ala A = 10 m²

Vindlast:

Vånings Höjd

$$l := 45700 \text{ mm} - 40600 \text{ mm} - 600 \text{ mm} = 4.5 \text{ m}$$

Längd

$$L := 51400 \text{ mm}$$

$$d := 45200 \text{ mm} \cdot 0.7 = (3.164 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Specifikt värde för
hastighetstryck:

$$q_{p0}(z) = 1,03 \text{ kN/m}^2$$

Sannolikhetskoefficient:

$$c_{prob} = 1,1$$

Tillförlitlighetsklass RC3:

$$K_{FI} = 1,1$$

$$q_{vind} := 1.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.1 \cdot 1.1 \cdot l = 5.608 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$p_d := 1.5 \cdot q_{vind} = 8.413 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

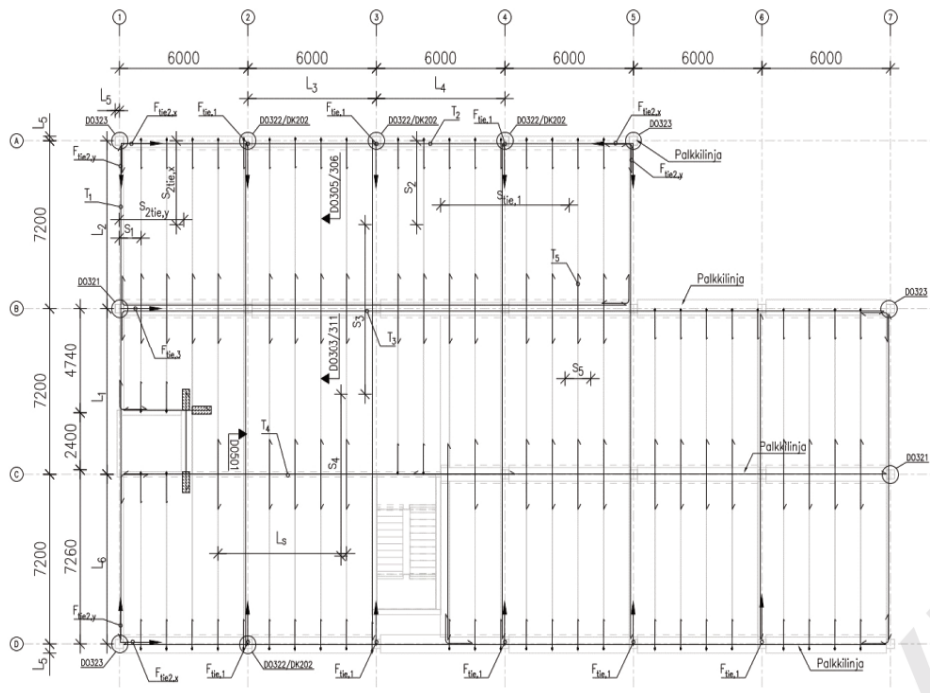
$$M_{max} := \frac{p_d \cdot L^2}{8} = (2.778 \cdot 10^3) \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$F := \frac{M_{max}}{d} = 87.806 \text{ kN}$$

$$T_{12} := 113 \text{ mm}^2$$

$$T_{12_F} := 49.1 \text{ kN}$$

$$2 \cdot T_{12_F} = 98.2 \text{ kN}$$



B500B reinforcing bars		
T	A_s (mm ²)	F_{Rd} (kN)
T8	50	21,8
T10	79	34,1
T12	113	49,1
T16	201	87,4
T20	314	136,5
T25	491	213,4
T32	804	349,6
$f_{yk} =$	500,0	N/mm ²
$f_{yd} =$	434,8	N/mm ²

Pilari-palkki-runko CC3a

Seuraamusluokka	CC3a		ψ_2	0,3
g_k (pintarakenteet)	2,5	kN/m ²		
g_k (Ontelolaatta)	4,65	kN/m ²		
g_k (Ontelolaatta + pintarakenteet) =	7,15	kN/m ²		
q_k	5	kN/m ²		
q_{k2}	0,5	kN/m ²		
Teräslaatu	B500B		f_{yk}	500
Kerroslukumäärä (n_s)	9		σ	434,78
Kerros korkeus (H)	4,5	m		
$F_t=(16+2,1*n_s)$ kN/m =	34,9	kN/m		
L_1	10,4	m		
L_2	10,4	m		
L_3	8,5	m		
L_4	8,5	m		
L_5	0,38	m		
L_6	10,4	m		
L_{ontelo} (b)	1,2	m		
L_{nim}	10,1	m		

Sidevoimien kertymisleveyden s määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

$S_1=L_5+b/2$	1,0	m
$S_2=L_2/2$	5,2	m
$S_3=(L_1+L_2) / 2$	10,4	m
$S_4=MAX (L_1, L_2)$	10,4	m
$S_5=b$	1,2	m
$S_{tie,1} =MAX (L_3, L_4)$	8,5	m
$S_{tie,2x}=MAX (L_1, L_2, L_6) / 2$	5,2	m
$S_{tie,2y}=MAX (L_3, L_4)/2$	4,25	m
$S_{tie,3}=(L_1+L_2) / 2$	10,4	m

euraavia arvoja käytetään ainoastaan CC3a esimerkkilaskelmissa

Seinien keskiviivojen välisen etäisyyden z määrittäminen vaakasiteiden voimien laskennassa

$Z_1 = \text{MAX}(L_1, L_2, L_6)$	10,4
$Z_2 = \text{MAX}(L_3, L_4)$	8,5
$Z_3 = \text{MAX}(L_3, L_4)$	8,5
$Z_4 = L_{\text{nim}}/2 = (2,25H)/2$	5,1
$Z_5 = \text{MAX}(L_1, L_2)$	10,4

Sidevoima

T_1 ja T_2

Rengassiteet

Seuraamusluokka

CC3a

$$T_1 = (F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k) / 6) \cdot z_1 / 5m \cdot s_1$$

82,0 kN

$$T_1 = F_t \cdot s_1$$

34 kN

$T_1 = \text{MAX}$

82,0 kN

$A_{s, \text{vaad}}$

188,7 mm²

T, määrä

2

F_{Rd}

174,8 kN

T, koko

T16

$A_{s, d}$

402 mm²

$$T_2 = (F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_2 \cdot q_k) / 6) \cdot z_2 / 5m \cdot s_2$$

355,8

$$T_1 = F_t \cdot s_2$$

181,5

$T_2 = \text{MAX}$

355,8 kN

$A_{s, \text{vaad}}$

818,4 mm²

T, määrä

2

F_{Rd}

426,8 kN

T, koko

T25

$A_{s, d}$

982 mm²

T_3, T_4 ja T_5

Sisäpuoliset siteet

Seuraamusluokka

CC3a

$$T_3 = (F_t \cdot 0,8 \cdot (g_k + \sum \psi_i \cdot q_k) / 6) \cdot z_3 / 5m \cdot s_3$$

711,6 kN

$$T_3 = F_t \cdot s_3$$

363 kN

$T_3 = \text{MAX}$

711,6 kN

$A_{s, \text{vaad}}$

1636,8 mm²

T, määrä

4

F_{Rd}

853,7 kN

$T_4=(F_t*0,8*(g_k+\sum\psi_i*q_k)/6) * z_4/5m*s_4$	423,8	$T_4=MAX$	423,8	kN
$T_4=F_t*s_4$	363,0	$A_s, vaad$	974,8	mm ²
T, määrä	3	F_{Rd}	640,2	kN
T, koko	25	A_s, d	1473	mm ²

$T_5=(F_t*0,8*(g_k+\sum\psi_i*q_k)/6) * z_5/5m*s_5$	100,5	kN	$T_5=MAX$	100,5	kN
$T_5=F_t*s_5$	42	kN	$A_s, vaad$	231,1	mm ²
T, määrä	2	F_{Rd}	174,8	kN	
T, koko	T16	A_s, d	402	mm ²	

$F_{tie,1}, F_{tie,2}$ ja $F_{tie,3}$

Seinien ja pilarien sidonta välipohjaan

Seuraamusluokka

CC3a

$F_{tie,1}=F_t*(h/2,5m) *s_{tie,1}$	534	$F_{tie,1}=MIN$	534	kN
$F_{tie,1}=2*F_t*s_{tie,1}$	593,3	$A_s, vaad$	1228	mm ²
T, määrä	3	F_{Rd}	640,2	kN
T, koko	T25	A_s, d	1473	mm ²

$F_{tie,2x}=F_t*(h/2,5m) *s_{tie,2x}$	327	$F_{tie,2x}=MIN$	297	kN
$F_{tie,2}=2*F_t*s_{tie,2x}$	297	$A_s, vaad$	682,3	mm ²
T, määrä	2	F_{Rd}	426,8	kN
T, koko	T25	A_s, d	982	mm ²

$F_{tie,2y}=F_t*(h/2,5 m) *s_{tie,2y}$	267	$F_{tie,2y}=MIN$	267	kN
$F_{tie,2y}=2*F_t*s_{tie,2y}$	297	$A_s, vaad$	614,1	mm ²
T, määrä	2	F_{Rd}	426,8	kN
T, koko	T25	A_s, d	982	mm ²

$$F_{tie,3} = F_t \cdot (h/2,5m) \cdot s_{tie,3}$$

653

$$F_{tie,3} = 2 \cdot F_t \cdot s_{tie,3}$$

726

T, määrä

2

T, koko

T25

$$F_{tie,3} = \text{MIN}$$

653

kN

 A_s , vaad

1503

mm² F_{Rd}

699,2

kN

 A_s , d

1608

mm²

Dimensionering av bultarna:

EN 1990: Basics of structural design
 EN 1991: Actions on structures
 EN 1993: Design of steel structures

Shear strength of bolts (EN 1993-1-8 Tab. 3.4)

The shear resistance of the bolt per shear plane F_v, R_d is provided in EN1993-1-8 Table 3.4:

$$F_v, R_d = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M2}$$

α_v is a coefficient that takes values $\alpha_v = 0.6$ for bolt classes 4.6, 5.6, 8.8

f_{ub} is the ultimate tensile strength of the bolt depending on the bolt class

A is the appropriate area for shear resistance. When the shear plane passes through the threaded part of the bolt A is equal to the tensile stress area of the bolt A_s . When the shear plane passes through the unthreaded part of the bolt A is equal to the gross cross-sectional area of the bolt A_g .

γ_{M2} is the partial safety factor for the resistance of bolts in accordance with EN1993-1-8 §2.2(2) Table 2.1 and the National Annex. The recommended value in EN1993-1-8 is $\gamma_{M2} =$

I. Initial Data:

The grade of material: S355

Bolts: M30 8.8

for classes 8.8: $\alpha_v := 0.6$

Nominal gross area

The nominal gross area A_g corresponds to the cross-sectional area of the unthreaded part of the bolt:

$A = \pi \cdot d^2 / 4$: cross-sectional area of bolt

$$A := \pi \cdot \frac{(30 \text{ mm})^2}{4} = 706.858 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} := 800 \text{ MPa} \quad \gamma_{M2} := 1.25$$

Shear strength of bolts

$$F_v, R_d = \alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A / \gamma_{M2}$$

$$F_{vRd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 271.434 \text{ kN}$$

$$F_{vEd1} := 133 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd1}}{F_{vRd}} = 0.49$$

$$F_{vEd2} := 243 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd2}}{F_{vRd}} = 0.895$$

$$F_{vEd3} := 137 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd3}}{F_{vRd}} = 0.505$$

Bearing strength of bolts

The bearing resistance of the bolt F_b, R_d should be verified against the applied shear load F_v, E_d in accordance with EN1993-1-8 Table 3.4:

$$F_b, R_d = k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

f_u is the ultimate tensile strength of the connected plate

d is the nominal diameter of the bolt.

t is the thickness of the connected plate.

γ_{M2} is the partial safety factor for the resistance of bolts in accordance with EN1993-1-8 §2.2(2) Table 2.1 and the National Annex. The recommended value in EN1993-1-8 is $\gamma_{M2} = 1.25$.

The coefficient k_1 is:

$$\text{for edge bolts: } k_1 = \min (2.8 \cdot e_2 / d_0 - 1.7, 2.5)$$

$$\text{for inner bolts: } k_1 = \min (1.4 \cdot p_2 / d_0 - 1.7, 2.5)$$

where e_2 is the distance between the center of the edge bolt and the end of the plate measured perpendicular to the load transfer direction, p_2 is the distance between the centers of neighboring bolts measured perpendicular to the load transfer direction, and d_0 is the

$$\alpha_b = \min (\alpha_d, f_{ub} / f_u, 1.0)$$

$$\text{for end bolts: } \alpha_d = e_1 / (3 \cdot d_0)$$

$$\text{for inner bolts: } \alpha_d = p_1 / (3 \cdot d_0) - 1/4$$

where e_1 is the distance between the center of the end bolt and the end of the plate measured parallel to the load direction, p_1 is the distance between the centers of neighboring bolts measured parallel to the load direction, and d_0 is the diameter of the bolt hole.

In Eurocode, the nominal ultimate tensile strength of steel plate (f_u) depends on its steel grade. For a typical structural steel grade such as S355, the nominal value of f_u is around 490 MPa.

for edge bolts: $k_1 = \min (2.8 \cdot e_2/d_0 - 1.7, 2.5)$

for inner bolts: $k_1 = \min (1.4 \cdot p_2/d_0 - 1.7, 2.5)$

$$k_{1_{edge}} := 2.8 \cdot \frac{70}{26} - 1.7 = 5.838 \quad , 2.5 \quad k_1 := \min(5.838, 2.5) = 2.5$$

$$k_{1_{inner}} := 1.4 \cdot \frac{90}{26} - 1.7 = 3.146 \quad , 2.5 \quad \min(3.146, 2.5) = 2.5$$

$$\alpha_b = \min(\alpha_d, f_{ub}/f_u, 1.0)$$

for end bolts: $\alpha_d = e_1/(3 \cdot d_0)$

$$\alpha_{d_{end}} := \frac{70}{3 \cdot 26} = 0.897$$

$$f_{ub} := 800 \text{ MPa}$$

$$f_u := 490 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = 1.633$$

$$\alpha_b := \min(0.897, 1.633, 1.0) = 0.897$$

$$d := 30 \text{ mm}$$

$$t := 12 \text{ mm}$$

$$F_b, R_d = k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

$$F_{bRd} := \frac{2.5 \cdot 0.9 \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 317.52 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd1}}{F_{bRd}} = 0.419$$

$$\frac{F_{vEd2}}{F_{bRd}} = 0.765$$

$$\frac{F_{vEd3}}{F_{bRd}} = 0.431$$

Tension strength of bolts

The tension resistance of the bolt F_t, R_d is provided in EN1993-1-8 Table 3.4:

$$F_t, R_d = k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

k_2 is a coefficient that takes values $k_2 = 0.63$ for countersunk bolts or $k_2 = 0.9$ otherwise.
 f_{ub} is the ultimate tensile strength of the bolt depending on the bolt class.

A_s is the nominal tensile stress area of the bolt.

γ_{M2} is the partial safety factor for the resistance of bolts in accordance with EN1993-1-8 §2.2(2) Table 2.1 and the National Annex. The recommended value in EN1993-1-8 is $\gamma_{M2} =$

$$k_2 := 0.9$$

$$A_s := 353 \text{ mm}^2$$

$$F_{tRd} := \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 203.328 \text{ kN}$$

$$F_{vRd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 271.434 \text{ kN}$$

$$F_{vEd1} := 133 \text{ kN}$$

$$F_{tEd1} := 13 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd1}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd1}}{1.4 \cdot F_{tRd}} = 0.536 < 1$$

$$F_{vEd2} := 243 \text{ kN}$$

$$F_{tEd2} := 21 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd2}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd2}}{1.4 \cdot F_{tRd}} = 0.969 < 1$$

$$F_{vEd3} := 138 \text{ kN}$$

$$F_{tEd3} := 68 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{vEd3}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd3}}{1.4 \cdot F_{tRd}} = 0.747 < 1$$