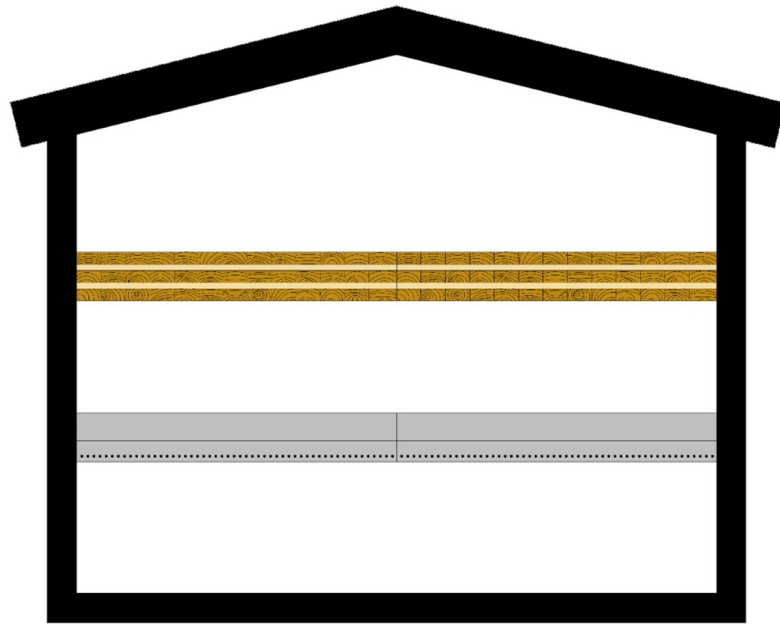




LUND
UNIVERSITY



BJÄLKLAG I FLERBOSTADSHUS

En jämförelse mellan KL-trä och plattbärlag

OSCAR VERNERSSON och GUSTAV WIRÉN

Structural
Mechanics

Bachelor's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS

ISRN LUTVDG/TVSM--23/4010--SE (1-118) | ISSN 0281-6679

BACHELOR'S DISSERTATION | EXAMENSARBETE I HÖGSKOLEINGENJÖRSUTBILDNINGEN

BJÄLKLAG I FLERBOSTADSHUS

En jämförelse mellan KL-trä och plattbärlag

OSCAR VERNERSSON och GUSTAV WIRÉN

Supervisors: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, and
HENRIK DANIELSSON, Associate Professor, Division of Structural Mechanics, LTH.
Examiner: **PETER PERSSON**, Associate Professor, Division of Structural Mechanics, LTH.

Copyright © 2023 Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.
Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, June 2023 (PI).

For information, address:
Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: www.byggmek.lth.se

Sammanfattning

Majoriteten av flerbostadshus i Sverige uppförs idag i betong. Genom uppförande i trä kan en reduktion av koldioxidekvivalenter under byggprocessen och byggindustrins utsläpp av växthusgaser uppnås. Träkonstruktioner ger dock i högre utsträckning upphov till störande vibrationer vilket minskar byggnadernas attraktivitet. Det är därför av intresse att undersöka för vilka situationer respektive byggsystem kan användas.

I detta arbete har störst fokus lagts på vilka spännvidder korslimmat trä, KL-trä, respektive plattbärlag klarar och hur det påverkar bjälklagshöjden. De lasteffekter som undersökts är böjmoment, tvärkraft, deformation avseende korttidslast samt långtidslast, egenfrekvens, styvhet mot nedböjning för 1 kN centrisk punklast, impulshastighetsrespons och accelerationsrespons. Jämförelsen har genomförts med handberäkning av två referensfall följt av parameterstudie med beräkningsverktyget MATLAB.

Arbetet innehåller även jämförelse av regelverk och huruvida avsaknaden av vibrationskrav för betongkonstruktioner är välgrundad. För att jämföra materialens resistens mot vibrationer genomfördes beräkningar, för både KL-trä och plattbärlag, enligt metod i ett ändringsförslag till Eurokod 5 som är anpassat för träkonstruktioner.

Undersökningen visar att för större spännvidder krävs en lägre bjälklagshöjd för KL-trä där deformationer oftast är den utslagsgivande lasteffekten. KL-träbjälklag är känsligare mot vibrationer medan plattbärlag oftast klarar kraven för högsta prestandanivå. Då vibrationseffekter avtar med tyngre och styvare konstruktioner kan avsaknaden av vibrationskrav för betong anses vara välgrundad.

Nyckelord: KL-trä, Plattbärlag, Deformation, Egenfrekvens, Styvhet, Accelerationsrespons och Impulshastighetsrespons

Abstract

The majority of multi-story residential buildings in Sweden are currently constructed using concrete. However, constructing with timber can achieve a reduction in carbon dioxide equivalents during the construction process and reduce greenhouse gas emissions from the construction industry. Lightweight structures, on the other hand, are more susceptible to disturbing vibrations, which reduces the commercial appeal of the buildings. Therefore, it is of interest to study in which situations each construction method can be used.

This study primarily focuses on the spans that cross-laminated timber, CLT, and concrete floors can manage and how they affect the floor height. The investigated load effects include bending moments, shear forces, short-term and long-term deformations, natural frequency, deflection stiffness for a 1 kN point load, velocity response, and acceleration response. The comparison was conducted by manually calculating two reference cases followed by a parametric study using MATLAB.

The study also includes a comparison of regulations to evaluate whether the absence of vibration requirements for concrete structures is justifiable. To compare the materials' resistance to vibrations, calculations were performed according to a proposed revision to Eurocode 5, which is intended for timber structures.

The study shows that for larger spans, a lower floor height is required for CLT, where deformations are typically the decisive load effect. Timber floors are more sensitive to vibrations, while concrete floors often meet the requirements for the highest performance level. As vibration effects often decrease with heavier and stiffer structures, the absence of vibration requirements for concrete floors can be considered justifiable.

Keywords: CLT, Concrete floor, Deformation, Natural frequency, Stiffness, Acceleration response, and Velocity response.

Förord

Under vårterminen 2023 genomfördes detta examensarbete som avslutande del av högskoleingenjörsutbildningen i Byggteknik med arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola. Examensarbetet har utförts vid Avdelningen för byggnadsmekanik och omfattar 22.5 högskolepoäng.

Vårt examensarbete har varit berikande och ytterligare förstärkt nyfikenheten inför vår framtid i branschen. Vi är mycket tacksamma för det stöd och den vägledning vi fått av våra handledare Susanne Heyden och Henrik Danielsson vid Avdelningen för byggnadsmekanik på LTH. Vi riktar även ett stort tack till examinator Peter Persson.

Helsingborg den 14 juni 2023.

Oscar Vernersson & Gustav Wirén

Innehållsförteckning

Sammanfattning	i
Abstract	iii
Förord	v
1 Inledning.....	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Mål och Problemställning.....	1
1.3 Avgränsningar	1
1.4 Metod.....	1
1.5 Arbetsfördelning	1
2 Byggsystem för bostadshus	3
2.1 KL-trä	3
2.2 Plattbärlag	6
2.3 Referensfall.....	8
3 Dimensionering av bjälklag	9
3.1 Dimensioneringsregler.....	9
3.2 Dimensioneringskriterier	11
3.2.1 Moment	11
3.2.2 Tvärkraft	11
3.2.3 Deformationer	11
3.2.5 Svikt och vibrationer.....	12
3.2.6 Sprickor.....	12
3.3 Beräkningsgång – kontroll av bjälklagsdimension.....	13
3.3.1 KL-trä.....	16
3.3.2 Plattbärlag	23
4. Resultat.....	29
4.1 Beräkning Referensfall	29
4.1.1 KL-trä 5-skiktsskiva	29
4.1.2 Plattbärlag	33
4.2 Parameterstudie	37
4.2.1 Referensfall KL-träbjälklag med varierad spännvidd.....	37
4.2.2 Referensfall plattbärlag med varierad spännvidd	44
4.2.3 Varierad tvärsnittsdata och spännvidd för KL-trä.....	51
4.2.4 Varierad tvärsnittsdata och spännvidd för plattbärlag	73
4.2.5 Jämförelse	93

5. Diskussion	97
5.1 Analys	97
5.2 Felkällor	99
5.3 Slutsats	99
6. Fortsatta studier	101
Referenser	103
Bilagor	105
A. MATLAB-script	105

1 Inledning

I det inledande kapitlet presenteras bakgrund, mål och problemställningar samt avgränsningar, metod och arbetsfördelning.

1.1 Bakgrund

I dagsläget uppförs majoriteten av flerbostadshusen i Sverige i betong. Plattbärlag är en prefabricerad typ av bjälklagskonstruktion där en betongskiva med ingjuten underkantsarmering tillverkas i fabrik, som en kvarsittande form, och pågjutning sker på plats. Det ger en flexibel konstruktion med förkortad byggtid.

20% av Sveriges nybyggnation av flerbostadshus uppförs i trä [1]. Genom uppförande i trä jämfört med betong uppskattas en reducering av koldioxidekvivalenter under byggprocessen med över 40% [2]. Följaktligen kan byggindustrins utsläpp av växthusgaser minskas betydligt genom ökad användning av trä. Korslaminerat trä, KL-trä, har idag en ökande användning för bjälklag i bostadsbyggandet.

Det är dock utmanande att designa lättviktskonstruktioner, som träbyggnader, så att störande stomljud och vibrationer undviks. Höga nivåer av ljud och vibrationer minskar byggnadernas attraktivitet och konkurrenskraft och kan även leda till negativa hälsoeffekter för boende. Det är därför av stort intresse att undersöka i vilka situationer respektive byggsystem är konkurrenskraftiga.

1.2 Mål och Problemställning

Utifrån litteraturstudie och parameterstudie analyseras KL-träbjälklag och plattbärlag med frågeställningen:

- För vilka spännvidder är respektive byggsystem möjligt att använda med hänsyn till de undersökta dimensioneringskriterierna, vilka lasteffekter är styrande och hur påverkas bjälklagshöjden?
- Hur skiljer sig regelverken för trä respektive betong, särskilt när det gäller bruksgränskrav, och är dessa skillnader välgrundade?

1.3 Avgränsningar

Beräkningar genomförs med nyttig last i bostadshus som huvudlast och enda variabel last. Vi beaktar belastning och kapacitet för moment och tvärkraft i brottgränstillstånd samt deformation och vibration i bruksgränstillstånd. Vi bortser från horisontella laster, överhöjning och förutsätter lika materialkvalitet genom hela tvärsnittet. Betongkvalitet är satt till C25 – C50 och hållfasthetsklassen för trä är satt till C24 – C40

1.4 Metod

Inför examensarbetet lästes kursen Teknisk modellering, bärverksanalys. Detta examensarbete innehåller litteraturstudie av handböcker och regelverk. Det ingår handberäkning av referensfall och parameterstudie med användning av MATLAB.

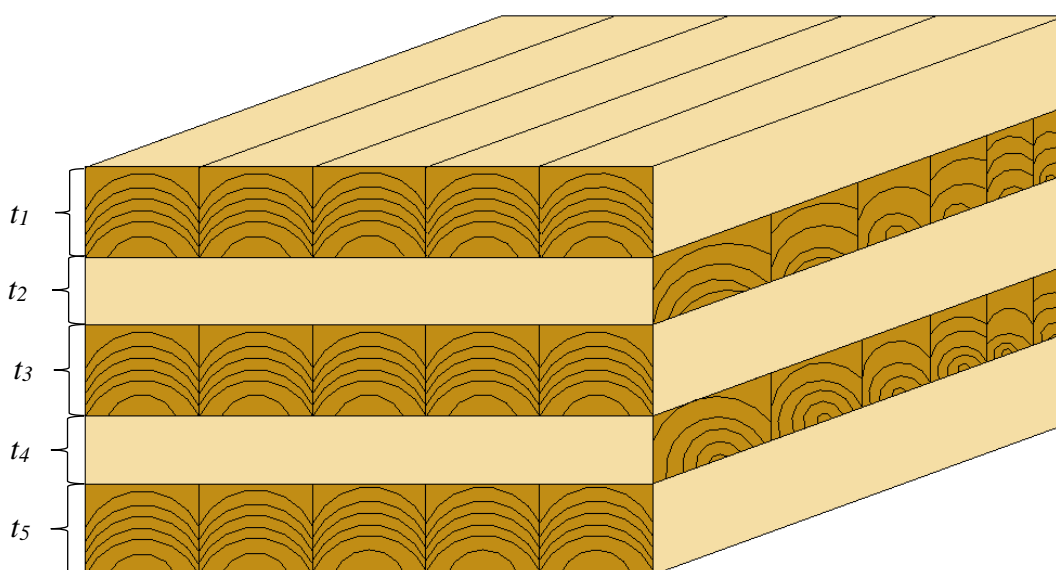
1.5 Arbetsfördelning

Under arbetet har samarbete varit viktigt då rapporten skrivs av båda som ansvarar för arbetets alla delar. Oscar har haft störst fokus på jämförelsen av regelverk och materialens beskaffenhet och bakgrund. Gustav har lagt mest tid på beräkningsgången och arbete i MATLAB.

2 Byggsystem för bostadshus

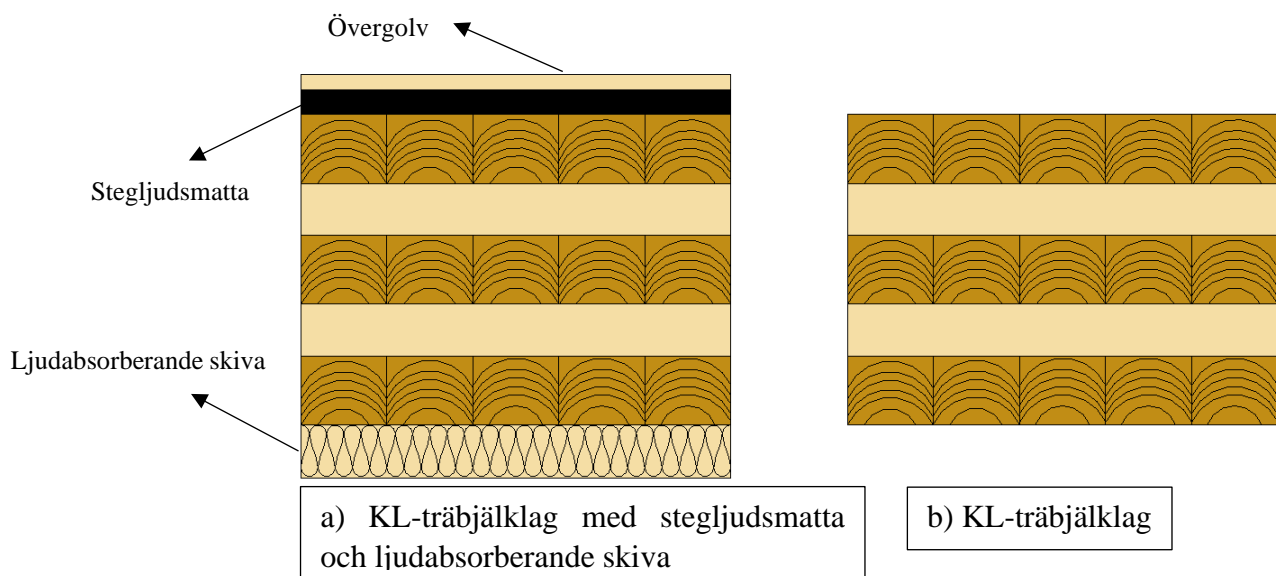
2.1 KL-trä

Korslimmat trä, KL-trä, innebär att brädor eller plankor, vanligtvis av gran eller furu, limmas ihop på ett sådant sätt att fiberriktningen i ett skikt är vinkelrät mot intilliggande skikt. För bjälklagsskivor i KL-trä används udda antal skikt om vanligtvis tre, fem eller sju skikt, enligt Figur 1. Oftast är tvärsnittet symmetriskt, där skikten i bärriktningen är tjockare än de tvärgående, men det förekommer också osymmetriska tvärsnitt. På så sätt bildas ett homogent träelement som kan användas som skivor, plattor, pelare och balkar. Genom att korslimma trä kan spännvidden förlängas vilket ökar verkets användbarhet. Brädorna med tjocklek 20, 30 och 40 mm kan även parvis limmas parallellt fiberriktningen. [3]



Figur 1 KL-träbjälklag med fem skikt.

I en bjälklagskonstruktion kompletteras KL-träplattan med stegljudsmatta och ljudabsorberande skivor vilka dämpar mot vibrationer som påverkar strukturen, se Figur 2. I denna rapport avser benämningen KL-träbjälklag dock bara själva KL-träplattan, och bjälklagshöjden avser KL-träplattans höjd enligt fall b) i 2. Om branschen i framtiden lyckas med att integrera stegljudsisolering i den bärande delen så kommer KL-träplattan att kunna utgöra hela bjälklagskonstruktionen.

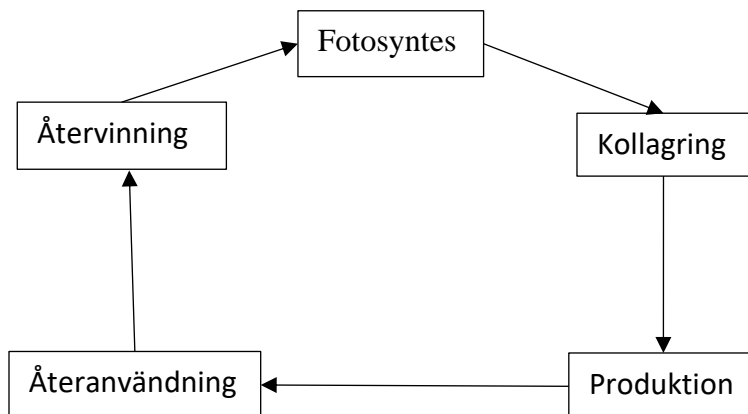


Figur 2 Avgränsning KL-träbjälklag.

När en platta gjord i KL-trä belastas som en fritt upplagd balk med jämnt utbredd last uppstår längsskjuvning i skikt t_1 , t_3 och t_5 medan rullskjuvning uppstår i skikt t_2 och t_4 enligt Figur 2. Detta beaktas vid dimensionering av KL-träplattor. Genom att placera skikten på detta sätt optimeras konstruktionen så att träet belastas längs fibrerna där normalspänningen är som störst och i längsskjuvning vid maximal skjuvspänning. [3]

Egentyngden för ett KL-träbjälklag jämfört med motsvarande produkt i betong är låg. Detta bör inte underskattas då trä klarar mycket last i förhållande till sin egenvikt. Enligt KL-trähandboken öppnas möjligheter att bygga med lättare grundkonstruktion då massan är låg. [3]

Beträffande inomhusklimat har enligt Svenskt Trä, trä jämfört med betong och stål som material lägre värmekonduktivitet, vilket leder till bättre isoleringsförmåga och utjämnar klimatvariationer [3]. Studier visar också att träinredning kan ge positiva hälsoeffekter, exempelvis lägre hjärtfrekvens och blodtryck vilket gör oss lugnare. [4]



Figur 3 Schematisk bild över träets livscykel.

Figur 3 visar en översiktlig schematisk bild över träets livscykel från växtskedet där träet binder koldioxid genom fotosyntes, vidare till kollagring, produktionskedet, återanvändning och återvinning.

Fotosyntes

Trä är ett naturligt material som genom fotosyntes binder koldioxid och producerar syre under tillväxten. [3]

Kollagring

Då trädet bundit koldioxid under sin livstid kan man säga att trädet har lagrat kol och på så sätt utgör en kolsänka. [3]

Produktion

KL-träelementen förtillverkas i fabriker. Elementen kan sedan med enkla medel monteras med spik och skruv. Ute på byggarbetsplatsen används enkla handverktyg för detaljarbeten. [3]

Biprodukter från tillverkningsprocessen i form av sågspån och trärester tas tillvara och används för att värma torkkamrarna. [3]

Återanvändning

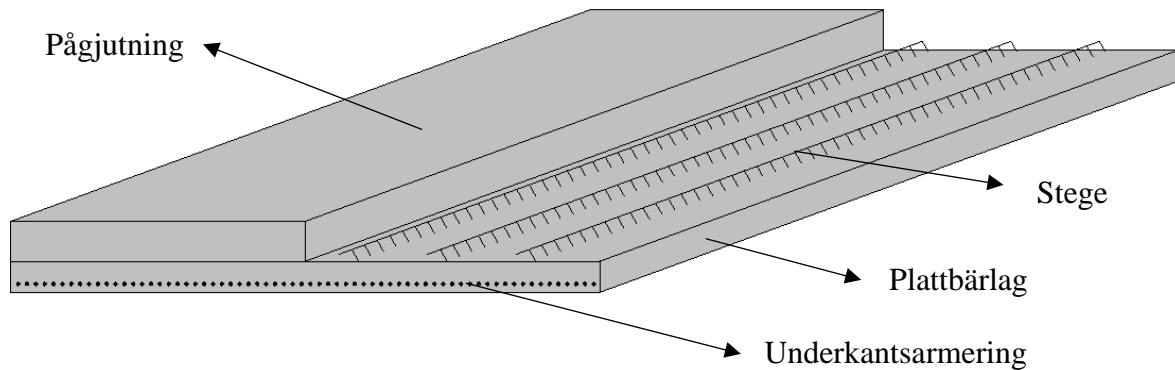
När byggmaterialet efter många års användning till slut är uttjänt kan materialet återanvändas som exempelvis lastpallar, kabeltrummor, möbler, spånskivor etc. [3]

Återvinning

När träet är helt förbrukat återvinns det och bidrar till energisektorn i form av värme och el. Den CO₂ som bildas under energiskedet tas upp av den yngre skogen. På så sätt är träets kretslopp en sluten cykel som på ett hållbart sätt kan fortsätta år efter år. [3]

2.2 Plattbärlag

Plattbärlag är armerade betongelement där bjälklagets stegar och underkantsarmering gjuts in vid tillverkning i fabrik. Stegarna förbättrar samverkan med pågjutningen som sker på plats. Underkantsarmeringen kan utföras som slakarmerad eller förspänd. Plattbärlag behöver inga balkar av stål eller betong som stöd vid pågjutning. Ett betongbjälklag av denna typ kan därför beräknas som ett traditionellt formsatt bjälklag [5]. Figur 4 illustrerar plattbärlagets uppbyggnad.

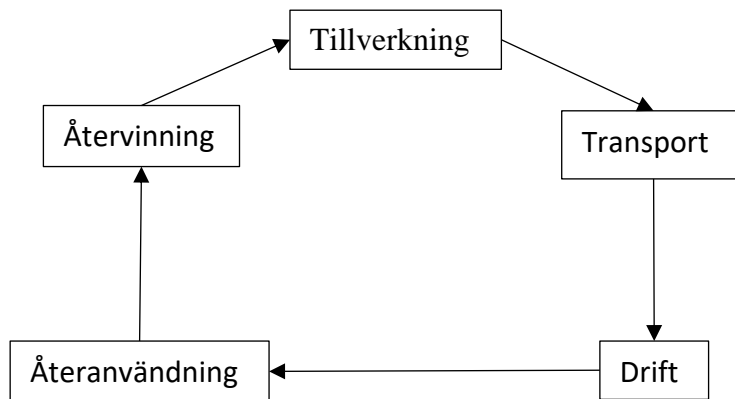


Figur 4 Ett plattbärlags uppbyggnad.

Genom att bygga med plattbärlag kan installationer döljas i pågjutningen. Detta gör att konstruktionen kan hållas så tunn som möjligt. I höga byggnader kan skillnaden mellan KL-träbjälklag och plattbärlag med pågjutning bli så påtaglig att man får plats med en extra våning och på så sätt ökar byggnaden i lönsamhet.

Betong genomgår en kemisk process som kallas karbonatisering. Detta innebär att betongen binder koldioxid under den verksamma tiden. Svensk betong bedriver forskning för att reducera betongens klimatpåverkan. År 2045 beräknar de att klimatneutral betong kan vara standarden i landet. [6]

Beträffande inomhusklimatet har betongen termiska egenskaper som gör att betongstommen lagrar både värme och kyla. Behovet av uppvärmning och kylning minskar således. Det lägre energibehovet leder till minskad klimatpåverkan över tid. [7]



Figur 5 Schematisk bild över betongens livscykel.

Figur 5 visar en översiktlig schematisk bild över betongens livscykel från tillverkning där cementklinker framställs, vidare till transport, driftskedet där betongen binder koldioxid genom karbonatisering, återanvändning och slutligen återvinning.

Tillverkning

90% av betongtillverkningens koldioxidutsläpp kommer från framställning av cementklinker. En stor utmaning ligger därför i att reducera användningen av cementklinker och ersätta den med andra bindemedel. [7]

Transport

5–8% av betongens totala koldioxidutsläpp genereras av transporter från tillverkningsindustrin till byggarbetsplatsen. [7]

Drift

Under driftskedet binder betongen koldioxid genom karbonatisering. Den uppbundna mängden beräknas vara 15–20% av utsläppet som sker under produktionskedet. [7]

Återanvändning

Betongdelar kan återanvändas i nya konstruktioner när livslängden för den sammansatta konstruktionen är slut. [7]

Återvinning

Betong består av naturliga råvaror vilket gör att materialet kan återföras till naturen. Betongen går också att genom krossning återanvändas som bärlager, fyllnadsmaterial eller användas som ballast vid gjutning av ny betong. [7]

2.3 Referensfall

Den parameterstudie som ingår i arbetet utgår från två referensfall. Referensfallen används även för att illustrera beräkningsmetodiken i kapitel 3.3.

Referensfallet för undersökning av KL-träbjälklag bygger på ett symmetriskt tvärsnitt med fem skikt. Bjälklaget kontrolleras för egentynghet och nyttig last för bostäder. Utöver KL-träplattan antas ett övergolv med egenvikt 100 kg/m^2 [3]. För vibrationsberäkningar med hänsyn till modal massa antas bredden ha samma längd som spännvidden. Övriga parametrar visas i Tabell 1.

Tabell 1 Indata för referensfall, KL-träbjälklag.

Parameter	Värde
Spännvidd [m]	5
Höjd 5 skikt [mm]	180
Skiktjocklek fiberriktning [mm]	40
Skiktjocklek vinkelrätt fiberriktning [mm]	30
Bredd [m]	5
Hållfasthetsklass	C24
Upplagsförhållande	Fritt upplagd
Säkerhetsklass	3

Referensfallet för plattbärlag med pågjutning i betong bygger på ett slakarmerat plattbärlag. Bjälklaget kontrolleras för egentynghet och nyttig last för bostäder. Övriga indata visas i Tabell 2.

Tabell 2 Indata för referensfall, plattbärlag.

Parameter	Värde
Spännvidd [m]	5
Höjd plattbärlag [mm]	40
Höjd pågjutning [mm]	240
Bredd [m]	5
Betongkvalitet	C25
Armeringskvalitet	K500B-T
Armeringsdiameter [mm]	10
c/c armeringsjärn [mm]	120
Upplagsförhållande	Fritt upplagd
Säkerhetsklass	3

3 Dimensionering av bjälklag

Detta kapitel behandlar dimensioneringsregler, dimensioneringskriterier och beräkningsgång för kontroll av bjälklag.

3.1 Dimensioneringsregler

Nedan listas och beskrivs regler och handböcker för respektive material:

Tabell 3 Regelverk och handböcker för KL-träbjälklag och plattbärlag.

KL-träbjälklag	Plattbärlag
Eurokod 0 grundläggande dimensionering [8]	Eurokod 0 grundläggande dimensionering [8]
Eurokod 1 laster på bärverk [8]	Eurokod 1 Laster på bärverk [8]
Eurokod 5 dimensionering av träkonstruktioner [9]	Eurokod 2 dimensionering av betongkonstruktioner. [10]
EKS 11. BFS 2019:1 med tillägg från EKS 12 [11] [12]	EKS 11. BFS 2019:1 med tillägg från EKS 12 [11] [12]
KL-trähandbok [3]	

Eurokod 0 och 1 innefattar grundläggande dimensionering och är lika för alla material. Eurokod 2 är materialspecifik för betong och Eurokod 5 för trä. Då dessa regler gäller alla länder i Europa finns det tillägg och ändringar som varje land gör för att anpassa modellerna utifrån sina förhållanden. Detta skrivs i ett separat dokument. I Sverige heter den senaste versionen EKS 12 och är en del av Boverkets ansvarsområde. Det finns även branschorganisationer som publicerar handböcker inom dessa områden, Svenskt Trä för träkonstruktioner och Svensk betong för betong. Dessa organisationer bidrar till lärande inom konstruktioner för det valda materialet. På senare tid har trä fått större uppmärksamhet och KL-trähandboken gavs ut år 2017.

Eurokod 2 och 5 innehåller bland mycket annat dimensioneringsregler gällande bruksgränstillståndet vilket är den del där regelverken skiljer sig mest ifrån varandra. Tabell 4 visar de bruksgränskriterier som finns för trä- och betongbjälklag.

Tabell 4 Bruksgränskriterier som påverkar bjälklag i trä respektive betong.

Trä, Eurokod 5	Betong, Eurokod 2
Gränser för balkars utböjning	Begränsning av spänningar
Vibrationer	Begränsning av sprickmoment
	Begränsning av deformationer

De olika Eurokoderna skiljer exempelvis i hur man hanterar vibrationer. Eurokod 5 beaktar kriteriet medan Eurokod 2 bortser från vibrationer. Det beror på att trä har lägre densitet än vad betong har vilket gör betong svårare att få i svängning. En annan skillnad är att betongbjälklag dimensioneras för sprickor i bruksgränstillståndet och brottgränstillståndet. Trä dimensioneras med hänsyn till sprickor i brottgränstillståndet. Detta på grund av att när sprickor uppstår i träkonstruktioner leder dessa oftast till försämrade bärförmåga. [9] [10]

Vi har i denna studie tagit del av ett ändringsförslag för Eurokod 5. Detta förslag innehåller mer information och tar hänsyn till fler parametrar bland annat kring KL-träbjälklag och vibrationskrav. En enkel analys tyder på att förslaget innehåller mer information genom jämförelse av antalet sidor som behandlar bruksgränstillståndet. Detta avhandlas på 14 mot tidigare 4 sidor. Vissa av dessa skillnader kan utläsas redan från rubriker i innehållsförteckningen som visas i Tabell 5. Andra kräver vidare analys.

Tabell 5 Parametrar i bruksgränstillståndet som utvärderas för bjälklag. Tabellen jämför nu gällande Eurokod och ett ändringsförslag.

Nu gällande Eurokod 5	Förslag till Eurokod 5
Gränser för balkars utböjning	Deformationer
Vibrationer	Vibrationer

Under litteraturstudien kan inga stora skillnader gällande innehållet i avsnitten som behandlar deformation upptäckas. Nu gällande version beaktar vibrationer på ett relativt enkelt sätt. Teorin bygger på införande av ett gränsvärde för egenfrekvens på 8 Hz som ska överstigas, understigs värdet krävs särskild utredning [9]. I ändringsförslaget införs sex prestandanivåer som beror på användningsområdet samt val av kvalitetsnivå. För flerbostadshus beaktas nivå ett till fem där ett är den högsta nivån. Nivå sex rekommenderas endast till enfamiljshus. De parametrar som påverkar vilken prestandanivå som uppfylls är egenfrekvens, styvhet mot nedböjning av 1 kN punktlast, impulshastighetsrespons och accelerationsrespons. [13]

3.2 Dimensioneringskriterier

I denna del inventeras vilka dimensioneringskriterier som finns för KL-träbjälklag respektive plattbärlag i brott- och bruksgränstillstånd.

Dimensionering i brottgränstillståndet ska förhindra att bärverken kollapsar och eliminera risken att människor skadas. Avseende bjälklag i bostadshus gäller detta moment och tvärkraft. När det i stället handlar om bärverkets funktion, utseende och människors välbefinnande dimensioneras det i bruksgränstillståndet. Här kontrolleras deformationer, vibrationer och sprickor. [8]

3.2.1 Moment

När trä utsätts för böjmoment uppstår vid nedåtriktad last drag i underkant och tryck i ovankant. När materialet går till brott plasticeras inte dragsidan utan brott uppstår direkt. Dessutom kan placeringen för brottet förutsägas genom att studera materialdefekter. Defekter som kvistar, ojämn fiberriktning, krokiga bitar eller liknande ökar risken för brott då hållfastheten här är lägre. [14]

När armerade betongkonstruktioner utsätts för moment går konstruktionen till brott genom tryckbrott i betongen och/eller att armeringen plasticeras. Element som belastas på detta vis dimensioneras i regel så att armeringen plasticeras. Då bildas ett segt brott som kan upptäckas innan kollaps. [14]

3.2.2 Tvärkraft

När KL-träbjälklag påverkas av tvärkraft uppstår skjuvspänning i materialet. Eftersom KL-träplattor är uppbyggda av korsade lager kommer det att uppstå både längsskjuvning och rullskjuvning. KL-trä klarar ungefär dubbelt så stor spänning vid längsskjuvning jämfört med rullskjuvning [15]. Bjälklaget måste alltså dimensioneras med hänsyn till rullskjuvhållfastheten för tvärsnittet. Skjuvspänningen försämras likt fenomenet med moment, av sprickor och ojämnheter i materialet. [14]

När en balk av betong belastas till brott uppkommer detta antingen i den zon där momentet är som störst, eller i sprickor utanför zonen för maxmoment. Detta brottillstånd som uppkommer genom samverkan mellan tvärkraft och moment kallas tvärkraftsbrott eller skjuvbrott. [14]

3.2.3 Deformationer

Eftersom trä är ett material som är känsligt för fukthalt och fuktvariation är det av intresse att veta hur byggnaden kommer att brukas. Ju högre fukthalt materialet har desto större blir deformationen. Lastens varaktighet är också en faktor som påverkar hur väl byggnaden klarar deformationer, eftersom trä kryper. [14]

För att bestämma böjstyvheten i en armerad betongkonstruktion används spänningsjämvikter och töjningsfördelningar. Detta beror på samverkan mellan två material samt hänsyn till sprickbildning. En förenkling som oftast görs är att konstruktionen utsätts för ren böjning för att bestämma böjstyvheten. Då krävs fyra antaganden: [14]

- Plana tvärsnitt i betongen förblir plana innan, under och efter deformation.
- Draghållfastheten försummas efter första uppsprickning.
- Spänning-töjningskurvan är linjär för betong och stål.
- Små deformationer. [14]

3.2.5 Svikt och vibrationer

Effekter som påverkar en platta dynamiskt kan vara till exempel när människor går på ett golv. Detta kan påverka hur man upplever konstruktionens kvalitet. Det som påverkar ett bjälklags mottaglighet för vibrationer och svikt är bjälklagets massa, spännvidd, styvhet, lastfördelning och upplagsförhållanden. *Svikt* avser här svängningar orsakade av den som upplever det och *vibrationer* avser här svängningar orsakade av annan källa än den som upplever den. [3]

Golvsvikt är ett problem som påverkar slanka konstruktioner vilka deformeras av koncentrerad last. Med hänsyn till responsen för bjälklaget omfattar golvsvikt statisk nedböjning och impulshastighetsrespons, medan vibrationer beräknas med stationär vibrationsrespons, impulshastighetsrespons och accelerationsrespons. [3]

Armerad betong har densitet på ca 2500 kg/m^3 och björk som är ett av de tyngre träslagen som kan användas som byggmaterial har densitet 650 kg/m^3 [14]. Ökad massa är ofta gynnsamt när det gäller vibrationsrespons, men inte alltid avgörande eftersom det är en faktor som även var resonansfrekvenserna hamnar.

Enligt rapporten *A design guide for footfall induced vibration of structures* bestäms oönskade värden för egenfrekvenser genom att mäta frekvensen för fotsteg. Rapporten visar att frekvensen varierar mellan 1.5 Hz och 2.5 Hz. Området för egenfrekvenser där en byggnad riskerar att påverkas av fotsteg fås genom att multiplicera fotstegsfrekvensen med en faktor på 1, 2, 3 eller 4. Detta innebär att strukturer med en egenfrekvens mellan 1.5 Hz och 10 Hz löper större risk för störande vibrationer orsakade av resonans [16]. I Eurokod 5 sänks detta värde något till 8 Hz. Generellt sett har betongkonstruktioner svårare att påverkas av vibrationer jämfört med träkonstruktioner. I Eurokod 2 står följande:

”Andra gränstillstånd (t.ex. begränsning av vibrationer) kan vara viktiga för vissa bärverk, men behandlas inte i denna standard” [10]

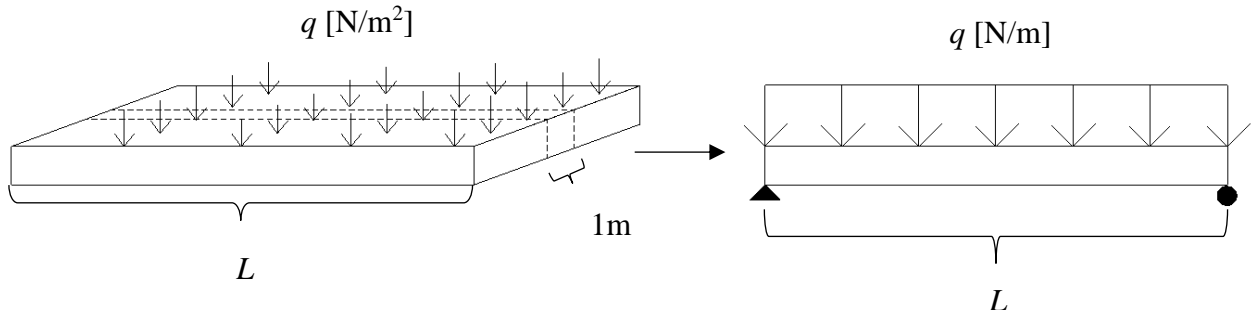
Vid dimensionering av bjälklag införs i ändringsförslaget till Eurokod 5 impulshastighetsrespons, accelerationsrespons och styvhet. Impulshastighetsrespons är den maximala vertikala initialhastigheten som ett bjälklag utsätts för vid pålastning av 1 Ns [3]. Kravet för impulshastighetsresponsen och styvheten är beroende av olika prestandanivåer som definieras i förslaget till Eurokod 5 och ska understiga gränsvärdet för att uppnå tänkt nivå. Accelerationsresponsen kontrolleras för att säkerställa vibrationskravet. För byggdelen med egenfrekvenser mellan 4.5 Hz och 8 Hz måste accelerationsresponsen kontrolleras för att verifiera att gränsvärdet överstiger det beräknade värdet. Stämmer detta är byggdelen godkänd avseende vibrationer. Understiger egenfrekvensen 4.5 Hz är byggdelen automatiskt underkänd med hänsyn till vibrationer. Skulle egenfrekvensen i stället överstiga 8 Hz är byggdelen automatiskt godkänd avseende egenfrekvens oavsett värde på accelerationsresponsen. [13]

3.2.6 Sprickor

Sprickor kan uppstå genom böjning, skjuvning, vridning eller dragspänningar orsakade av yttre last, tvång, påtvingad deformation eller plastisk krypning och kemiska reaktioner. Dessa påverkar i första hand bjälklag uppförda i betong. Sprickorna får inte påverka bärverkets tänkta funktion eller utseende. Vid risk för sprickbildning kompletteras konstruktionen med omslutande tvärgående armering eller ökning av täckande betongskikt kring tryckzonen. [10]

3.3 Beräkningsgång – kontroll av bjälklagsdimension

För kontroll av KL-träplatta samt plattbärlag analyseras bjälklaget enligt balkteori för en fritt upplagd en meter bred balk enligt Figur 6.



Figur 6 Beräkningsmodell.

För dimensionerande last i brottgränstillstånd gäller

$$q_d = \gamma_d(1.2g_k + 1.5q_k) \quad (1.1)$$

där:

g_k	är karakteristisk permanent last
q_k	är karakteristisk variabel huvudlast
γ_d	är en partialkoefficient beroende på säkerhetsklass.

För dimensionerande last för karakteristisk lastkombination i bruksgränstillstånd gäller

$$q_d = 1.0(g_k + q_k) \quad (1.2)$$

och för dimensionerande last för kvasipermanent lastkombination i bruksgränstillstånd gäller

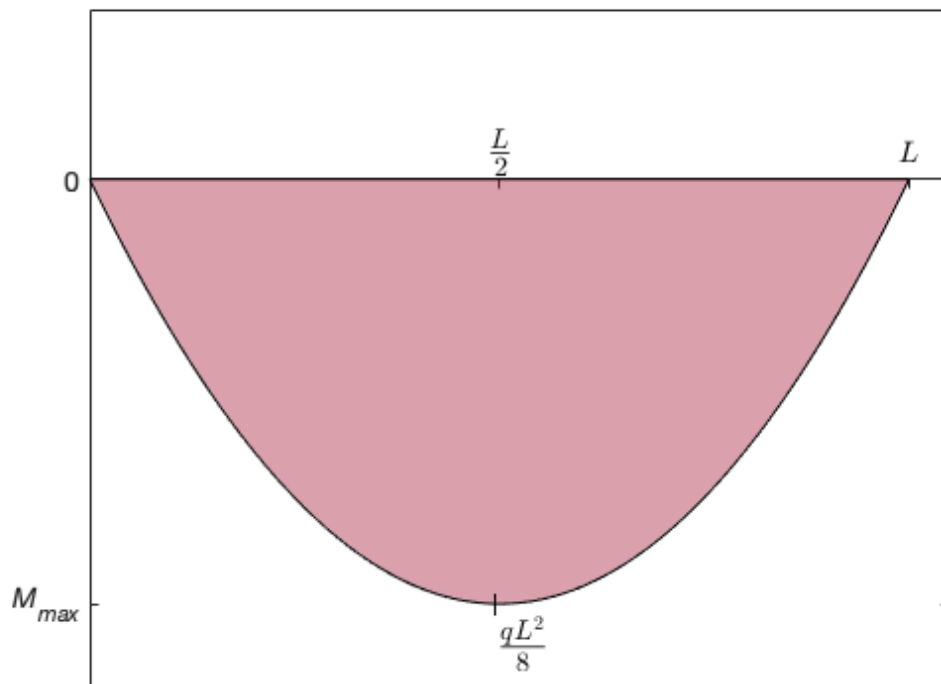
$$q_d = 1.0(g_k + \Psi_2 q_k) \quad (1.3)$$

där Ψ_2 är en reduktionsfaktor. Dimensionerande böjmoment, M_{Ed} , för fallet jämnt utbredd last på fritt upplagd balk uppstår i balkens mitt och bestäms som M_{max} enligt Figur 7 och ekvation 1.4

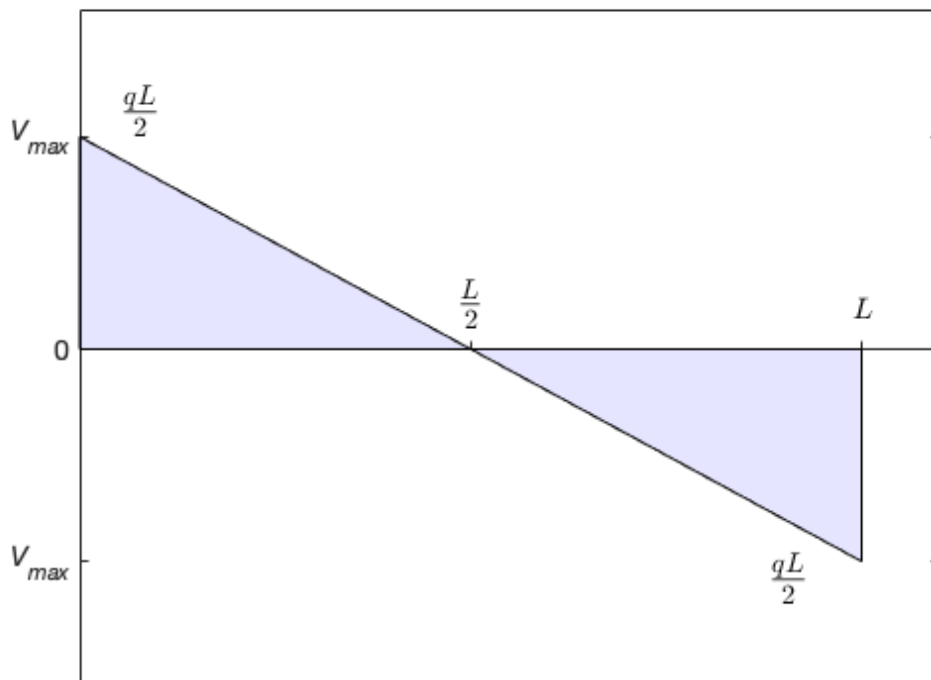
$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8} \quad (1.4)$$

där L är balkens längd (plattans spännvidd). Dimensionerande tvärkraft, V_{Ed} , för fallet jämnt utbredd last på fritt upplagd balk uppstår vid upplag och bestäms som V_{max} enligt Figur 8 och ekvation 1.5.

$$V_{Ed} = \frac{q_d L}{2} \quad (1.5)$$



Figur 7 Momentdiagram.



Figur 8 Tvärkraftsdiagram.

I brottgränstillståndet gäller $E_d < R_d$, alltså att om dimensionerande lasteffekt, E_d , är mindre än elementets bärförmåga, R_d , går det inte till brott. Ett elements utnyttjandegrad, U , kan skrivas som

$$U = \frac{E_d}{R_d} \quad (1.6)$$

I bruksgränstillståndet kontrolleras beräknad deformation och vibrationer mot gränsvärden. Enligt ändringsförslag till Eurokod 5 används för vibrationsberäkningar bjälklagets massa per m^2 inklusive 10% variabel last enligt

$$m = \rho h + 0.1q_k \quad (1.7)$$

med q_k i kg/m^2 . [13]

3.3.1 KL-trä

För dimensionerande last i brottgränstillstånd gäller, enligt rekommendation från [3], att KL-träplattans densitet är 1.1 gånger densitet för ingående brädor. Beräkningarna skiljer sig något beroende på antalet skikt och om de är symmetriska. I denna beskrivning ingår endast symmetriska 3- och 5-skiktsskivor samt delvis förenklade ekvationer. För kontroll i brottgränstillstånd beräknas dimensionerande hållfasthetsvärde enligt

$$f_d = \frac{k_{mod} f_k}{\gamma_M} \quad (2.1)$$

där:

f_k	är karakteristiskt hållfasthetsvärde
k_{mod}	modifieringsfaktor med hänsyn till klimatklass och lastvarighet
γ_M	är partialkoefficient för materialet.

Skivans momentkapacitet beräknas enligt

$$M_{Rd} = f_{md} W \quad (2.2)$$

där f_{md} är dimensionerande hållfasthetsvärde för böjspänning parallellt fibrerna och böjmotstånd, W , beräknas enligt

$$W = \frac{2I}{h_{KLT}} \quad (2.3)$$

där h_{KLT} är elementets tjocklek och I är elementets tröghetsmoment för de skikt där fibrerna är riktade längs plattans bärriktning som beräknas enligt

$$I = b \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 a_1^2 + \dots + \frac{t_n^3}{12} + t_n a_n^2 \right) \quad (2.4)$$

där:

b	är plattstrimlans bredd (sätts till 1 meter)
t_i	är skiktets tjocklek
a_i	anger tyngdpunktsavstånd, se Figur 9.
n	är antal skikt med fiberriktning i plattans bärriktning

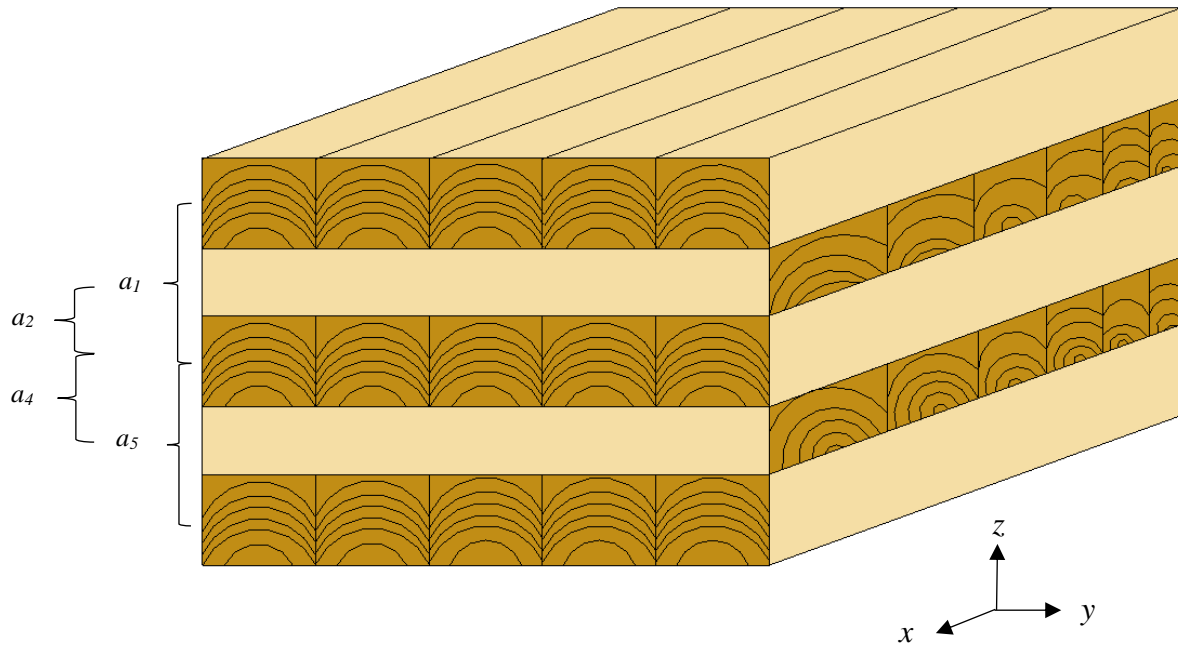
För symmetrisk 5-skiktsskiva, ($t_1 = t_5$) se Figur 10, ger detta

$$I = b \left(2 \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 a_1^2 \right) + \frac{t_3^3}{12} \right) \quad (2.6)$$

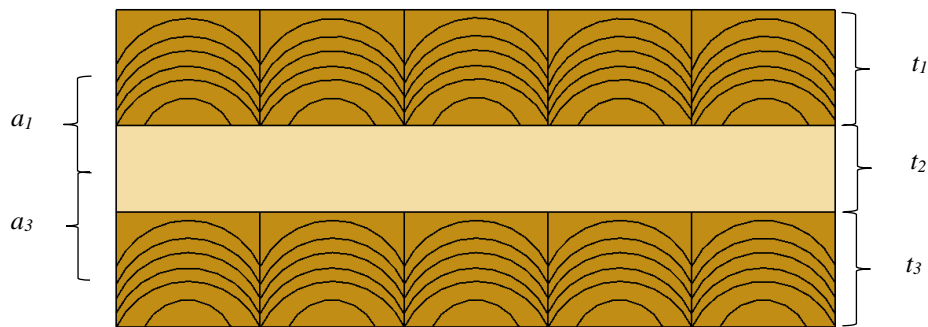
För symmetrisk 3-skiktsskiva, ($t_1 = t_3$) se Figur 10, ger detta

$$I = b \left(\frac{2t_1^3}{12} + 2t_1 a_1^2 \right) \quad (2.5)$$

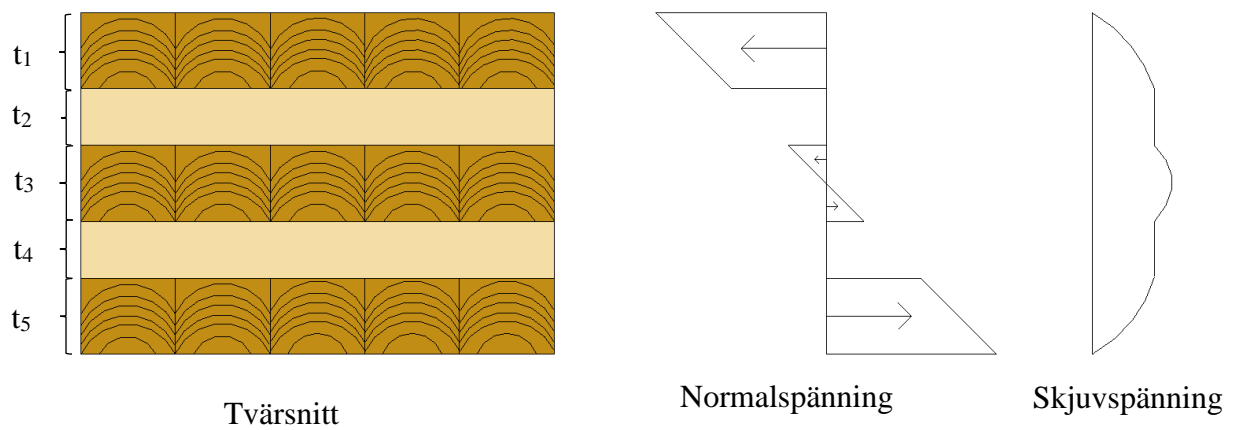
med spänningsfördelning enligt Figur 11.



Figur 9 Tyngdpunktsavstånd a och riktningbeteckningar för fem skikt.



Figur 10 Tyngdpunktsavstånd a och skiktbeteckning t för tre skikt.



Figur 11 Spänningsfördelning.

Bärförmåga avseende längsskjuvning beräknas enligt

$$V_{Rd,l} = \frac{f_{vd} I b}{S} \quad (2.7)$$

där:

f_{vd} är dimensionerande hållfasthetsvärde för längsskjuvning
 S är statiskt moment för längsskjuvning.

S beräknas för symmetrisk 5-skiktsskiva enligt

$$S = b \left(t_1 a_1 + \frac{t_3^2}{4 \cdot 2} \right) \quad (2.8)$$

Bärförmåga avseende rullskjuvning beräknas enligt

$$V_{Rd,r} = \frac{f_{rd} I b}{S_R} \quad (2.9)$$

där:

f_{rd} är dimensionerande hållfasthetsvärde för rullskjuvning
 S_R är statiskt moment för rullskjuvning.

S_R beräknas för symmetrisk 5-skiktsskiva enligt

$$S_R = b \cdot t_1 \cdot a_1 \quad (2.10)$$

För symmetriskt 3-skiktsskiva är $S = S_R$. Deformation beräknas för två fall. Korttidsdeformation av karakteristisk last, w_{inst} , och krypningens inverkan under kvasipermanent last, w_{creep} . Deformationerna läggs ihop till slutlig deformation, w_{fin} , enligt

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} \quad (2.11)$$

w_{inst} beräknas för korttidslast med karakteristisk lastkombination enligt

$$w_{inst} = \frac{5q_d L^4}{384 E I_{ef}} \quad (2.12)$$

För KL-trä utgör skjuvdeformation en betydande del i den totala deformationen. Hänsyn till detta kan tas genom Gamma-metoden där effektiva tröghetsmomentet, I_{ef} , införs. Förenklat så minskas de längsgående skiktens tyngdpunktsavstånd beroende på spännvidd, tvärgående skikt, elasticitetsmodul, E , och rullskjuvmodul, G_{9090} . För 3-skiktsskiva beräknas I_{ef} enligt

$$I_{ef} = b \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 a_1^2 + \frac{t_3^3}{12} + \gamma_3 t_3 a_3^2 \right) \quad (2.13)$$

Där a_1 och a_3 ges av

$$a_1 = \frac{\gamma_3}{1 + \gamma_3} (t_1 + t_2) \quad (2.14)$$

$$a_3 = \frac{t_1}{2} + t_2 + \frac{t_3}{2} - a_1 \quad (2.15)$$

med γ_3 enligt

$$\gamma_3 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E t_3}{L^2} \cdot \frac{t_2}{G_{9090}}} \quad (2.16)$$

där L avser effektiv längd som i fallet fritt upplagd balk är lika med spännvidden. För 5-skiktsskiva beräknas I_{ef} enligt

$$I_{ef} = b \left(2 \left(\frac{t_1^3}{12} + \gamma_1 t_1 a_1^2 \right) + \frac{t_3^3}{12} \right) \quad (2.17)$$

med a_1 och γ_1 enligt

$$a_1 = \frac{t_1}{2} + t_2 + \frac{t_3}{2} \quad (2.18)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E t_1}{L^2} \cdot \frac{t_2}{G_{9090}}} \quad (2.19)$$

där G_{9090} är rullskjuvmodul och E är elasticitetsmodul parallellt fibrerna för skikt 1.

w_{creep} beräknas för långtidslast med kvasipermanent lastkombination enligt

$$w_{creep} = k_{def} \frac{5q_d L^4}{384 E I_{ef}} \quad (2.20)$$

där k_{def} är reduktionsfaktor med hänsyn till klimat och lastens varaktighet.

I Eurokod 5 är gränsvärden för deformationer angivna som intervall. För karakteristiskt lastfall gäller $L/300 - L/500$ och för kvasipermanent lastfall $L/150 - L/300$. För korttidslast sätts gränsvärdet till $w_{inst} < \frac{L}{500}$ och för slutlig deformation sätts gränsvärdet till $w_{fin} < \frac{L}{300}$.

Enligt ändringsförslaget till Eurokod 5 kontrolleras prestanda med hänsyn till vibrationer genom att beakta lägsta egenfrekvens, styvhet mot nedböjning under inverkan av en 1 kN statisk punktlast motsvarande lasten från ett fotsteg i bjälklagets mitt, samt impulshastighetsrespons och accelerationsrespons. Vidare kan för KL-träbjälklag antas relativ dämpning 2.5% enligt avsnitt 9.3.1 [3]. Gränsvärden för vibrationsberäkningar sätts beroende på prestandanivå med tillhörande responsfaktor enligt Tabell 6. Prestandanivå 1 är nivån med hårdast krav.

Tabell 6 Prestandanivå med Responsfaktor R .

Prestandanivå	1	2	3	4	5
Responsfaktor, R	4	8	12	24	36

Lägsta egenfrekvens beräknas enligt

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (2.21)$$

där $(EI)_L = E \cdot I_{eff}$ är böjstyvheten i styva riktningen och m är bjälklagets egentunga per meter samt 10% av karakteristisk variabel last. Om $f_1 > 8$ Hz behöver kraven för impulshastighet och styvhet vara uppfyllda. För $4.5 \text{ Hz} < f_1 < 8$ Hz behöver kraven för impulshastighet, styvhet och accelerationsrespons vara uppfyllda. Styvheten mot $P=1$ kN beräknas som nedböjning, w , enligt

$$w_1 = \frac{PL^3}{48(EI)_L \cdot B_{ef}} \quad (2.22)$$

där B_{ef} är effektiv bredd som tar hänsyn till plattans böjstyvhet i tvärriktningen enligt

$$B_{ef} = \min \left\{ 0.95L \cdot \left(\frac{(EI)_B}{(EI)_L} \right)^{0.25}, B \right\} \quad (2.23)$$

$(EI)_B$ är böjstyvheten vinkelrätt styva riktningen och beräknas för roterat tvärsnitt enligt samma metod som längsgående skikt. För effektivt tröghetsmoment, I_y , sätts de yttersta skikten till 0. För 5-skiktsskiva beräknas tröghetsmoment enligt

$$I_y = b \left(\frac{t_2^3}{12} + t_2 a_2^2 + \frac{t_4^3}{12} + \gamma_4 t_4 a_4^2 \right) \quad (2.24)$$

där b är plattstrimlans bredd (1 m). γ_4 , a_4 och a_2 beräknas enligt

$$\gamma_4 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_4}{B^2} \cdot \frac{t_3}{G_{9090}}} \quad (2.25)$$

$$a_4 = \frac{\gamma_4}{1 + \gamma_4} (t_2 + t_3) \quad (2.26)$$

$$a_2 = \frac{t_2}{2} + t_3 + \frac{t_4}{2} - a_4 \quad (2.27)$$

där B är bjälklagets bredd. För 3-skiktsskiva gäller

$$I_y = b \left(\frac{t_2^3}{12} \right) \quad (2.28)$$

Gränsvärde avseende nedböjning för $P = 1$ kN beror på prestandanivå enligt Tabell 7.

Tabell 7 Gränsvärde avseende nedböjning för $P = 1$ kN.

Prestandanivå	1	2	3	4	5
Nedböjning [mm], $w_1 <$	0.25	0.25	0.5	$\min \left\{ \frac{0.15R}{L}, 1.0 \right\}$	$\min \left\{ \frac{0.15R}{L}, 1.5 \right\}$

Enligt metod i ändringsförslag till Eurokod 5 kan gångfrekvensen, f_w , i bostadshus antas vara minst 1.5 Hz. Bjälklagets modala massa, M^* , beräknas enligt

$$M^* = \frac{mLB}{4} \quad (2.29)$$

Modal impuls, I_m , beräknas enligt

$$I_m = \frac{42 \cdot f_w^{1.43}}{f_1^{1.3}} \quad (2.30)$$

och högsta hastighetsrespons, $v_{1,peak}$, enligt

$$v_{1,peak} = k_{red} \frac{I_m}{M^* + 70} \quad (2.31)$$

där 70 avser antagen massa av en person i kg och reduktionsfaktor $k_{red} = 0.7$. För att ta hänsyn till effekten av högre vibrationsnivåer beräknas faktor k_{imp} enligt

$$k_{imp} = \max \left\{ 0.48 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \left(\frac{EI_{(L)}}{EI_{(B)}} \right)^{0.25}, 1.0 \right\} \quad (2.32)$$

Total högsta hastighetsrespons blir då enligt

$$v_{tot,peak} = k_{imp} \cdot v_{1,peak} \quad (2.33)$$

och impulshastighetsrespons, v_{rms} , approximeras till

$$v_{rms} = v_{tot,peak} (0.65 - 0.01 \cdot f_1) (1.22 - \zeta) \eta \quad (2.34)$$

där ζ är relativ dämpning och η beräknas enligt

$$\eta = \begin{pmatrix} 1.35 - 0.4k_{imp} & , & \text{för } 1.0 \leq k_{imp} \leq 1.7 \\ 0.67 & , & \text{för övrigt} \end{pmatrix} \quad (2.35)$$

Gränsvärde för impulshastighetsrespons beror på prestandanivå där $v_{rms} < 0.0001R$ m/s.

För de fall där egenfrekvensen $4.5 \text{ Hz} < f_1 < 8 \text{ Hz}$ beräknas accelerationsrespons, a_{rms} , enligt

$$a_{rms} = \frac{k_{res} u F_0}{\sqrt{2} \cdot 2\zeta \cdot M^*} \quad (2.36)$$

där u är resonansupbyggnad vilket sätts till 0.4. För situationer där personen kan gå mer än 10 m obehindrat sätts u till minst 0.8 med 1.0 som övre gräns. F_0 är kraften från antagen gående människa och sätts till 50 N. k_{res} , ges av

$$k_{res} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.192 \cdot \frac{B}{L} \cdot \left(\frac{EI_L}{EI_B} \right)^{\frac{1}{4}} \\ 1.0 \end{array} \right. \quad (2.37)$$

Gränsvärde för accelerationsrespons beror på prestandanivå där $a_{rms} < 0.005R \text{ m/s}^2$

3.3.2 Plattbärlag

Plattbärlagen dimensioneras som normalarmerade tvärsnitt. För normalarmerade tvärsnitt gäller

$$\frac{A_s}{bd} = \rho < \rho_{bal} = 0.8 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s} \quad (3.1)$$

där:

A_s	är tvärsnittets armeringsarea
b	är tvärsnittets bredd
d	är effektiva höjden
ρ	är armeringsandelen
ρ_{bal}	är balanserad armeringsandel
E_s	är stålets elasticitetsmodul
ε_{cu}	är brottstukningen

Täckskikt med hänsyn till vidhäftning sätts till 10mm + armeringens diameter. f_{yd} är dimensionerande flytspänning i brottgränstillstånd för armeringen och ges av

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.2)$$

där f_{yk} är karakteristiskt värde för stålets sträckgräns och γ_s sätts till 1.15 i brottgränstillstånd. f_{cd} är dimensionerande tryckhållfasthet i brottgränstillstånd för betongen och ges av

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.3)$$

där f_{ck} är betongens karakteristiska värde på tryckhållfasthet och γ_c sätts till 1.5.

För normalarmerade tvärsnitt, då stålet flyter, gäller

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \rightarrow \sigma_s = f_{yd} \quad (3.4)$$

där σ_s är spänningen i stålet, ε_{sy} är flyttöjningen och ε_s är töjningen som ges av

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} \quad (3.5)$$

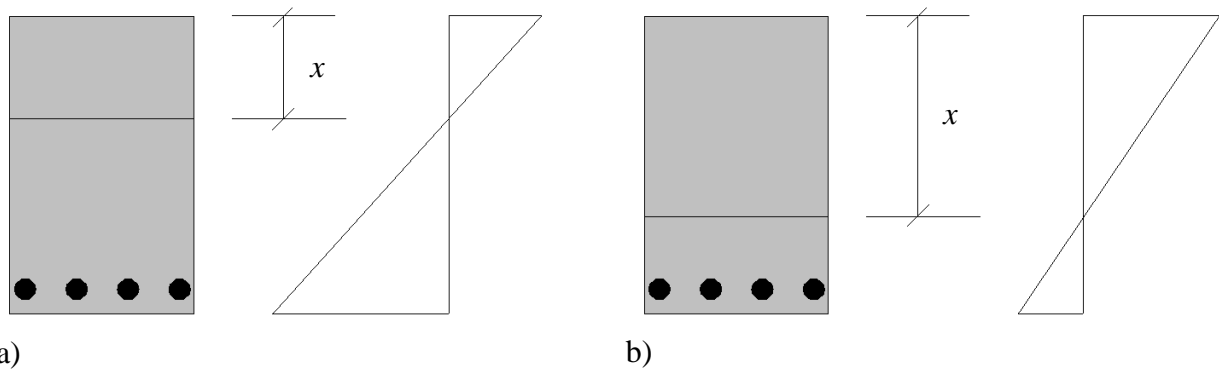
x är höjden på tryckzonsblocket och ges, under förutsättning att stålet flyter, av

$$x = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{f_{cd} \cdot 0.8b} \quad (3.6)$$

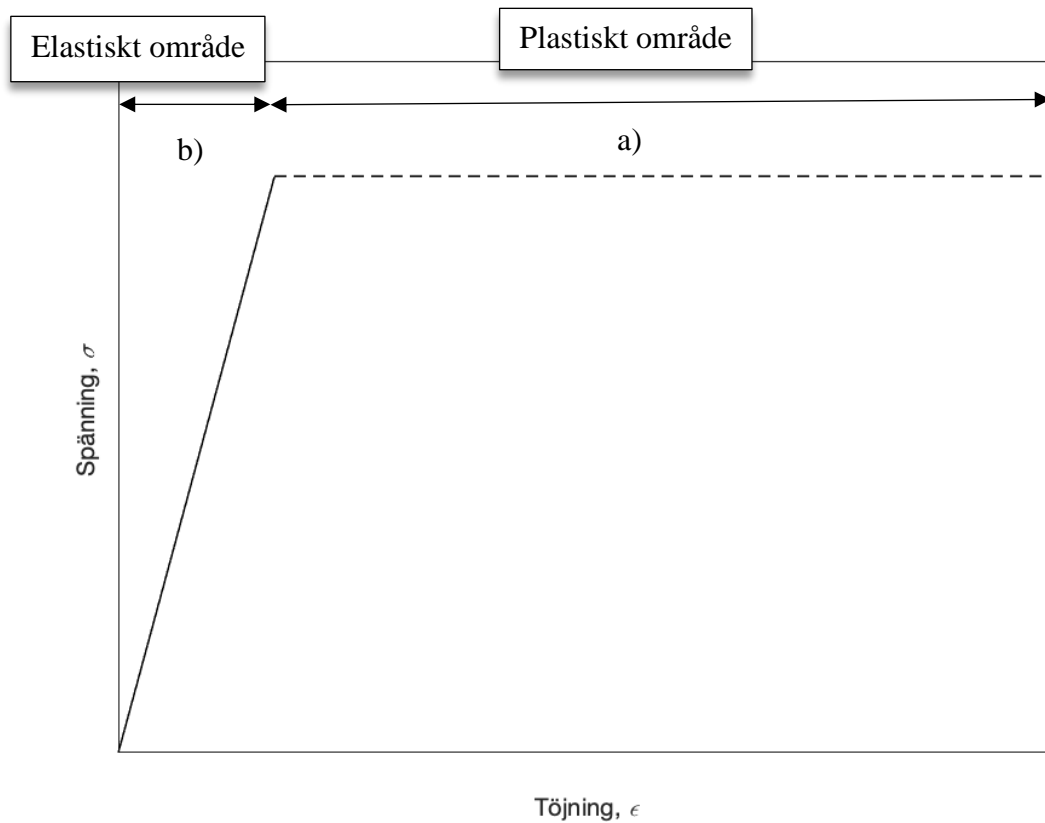
För överarmerade tvärsnitt, då stålet inte flyter, gäller istället

$$\varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s E_s = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} E_s \quad (3.7)$$

Vilket används vid beräkning av x .



Figur 12 Spänningsfördelning för a) normalarmerat tvärsnitt och b) överarmerat tvärsnitt.



Figur 13 Idealiserat spänning- och töjningssamband enligt Hookes lag.

Se Figur 12 för spänningsfördelning vid normalarmerat och överarmerat tvärsnitt. Figur 13 visar spänning och töjningssamband enligt Hookes lag. Bjälklagets bärförmåga avseende moment, M_{Rd} , ges av

$$M_{Rd} = A_s \sigma_s (d - 0,4x) \quad (3.8)$$

För tvärkraftskontroll antas ingen tvärkraftsarmering och bärförmågan beräknas enligt

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left(C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right) b \cdot d \right. \\ \left. v_{min} \cdot b \cdot d \right. \quad (3.9)$$

med b och d i mm och f_{ck} i MPa. Parametern $C_{Rd,c}$ ges av

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (3.10)$$

Parametern k ges av

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right. \\ \left. 2,0 \right. \quad (3.11)$$

med d i mm. ρ_l avser böjarmeringsinnehållet och ges av

$$\rho_l = \min \left\{ \frac{A_s}{b \cdot d} \right. \\ \left. 0,02 \right. \quad (3.12)$$

v_{min} beräknas enligt

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} \quad (3.13)$$

Deformationsberäkningar för betong skiljer sig något från de för trä. Dels för att det är två material, stål och betong, som samverkar, samt att hänsyn måste tas till att betongen spricker. Deformation beräknas med karakteristisk lastkombination för korttidslast och kvasipermanent lastkombination för långtidslast. Tvärsnittets sprickmoment, M_{cr} , beräknas enligt

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I}{z} \quad (3.14)$$

där:

f_{ctm}	är betongens medeldraghållfasthet
z	är avstånd från dragen kant till tyngdpunktsaxeln
I	är tröghetsmoment för osprucket tvärsnitt.

Generellt gäller att betongen spricker om $M > M_{cr}$, där M är dimensionerande moment för aktuellt lastfall. Nedböjning, v , för osprucken betong beräknas enligt

$$v = \frac{5q_d L^4}{384EI} \quad (3.15)$$

Om betongen är sprucken beräknas nedböjning, v , enligt

$$v = \zeta v_{II} + (1 - \zeta)v_I \quad (3.16)$$

där ζ är en fördelningskoefficient som beaktar dragspänningar mellan sprickor och beräknas enligt

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M} \right) \quad (3.17)$$

β är en koefficient som beaktar inverkan av lastens varighet och sätts till 1.0 för korttidslast samt 0.5 för långtidslast.

Tvårsnittets böjstyvheter beräknas i osprucket stadium, $(EI)_I$, och sprucket stadium, $(EI)_{II}$, för de två lastfallen. Böjstyvheter för karakteristiskt lastfall, osprucket stadium, $(EI)_{I,k}$, beräknas enligt

$$(EI)_{I,k} = E_c \frac{bh^3}{12} \quad (3.18)$$

där E_c är betongens elasticitetsmodul. Böjstyvheter för kvasipermanent lastfall, osprucket stadium, $(EI)_{I,kv}$, beräknas enligt

$$(EI)_{I,kv} = E_{c,eff} \frac{bh^3}{12} \quad (3.19)$$

där $E_{c,eff}$ är betongens effektiva elasticitetsmodul där hänsyn tas till krypning och ges av

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi} \quad (3.20)$$

φ avser kryptal och hämtas från figur 3.1 i Eurokod 2. [10] Böjstyvheter för karakteristiskt lastfall, sprucket stadium, $(EI)_{II,k}$, beräknas enligt

$$(EI)_{II,k} = 0,5b \cdot d^3 \cdot \xi^2 \cdot E_c \left(1 - \frac{\xi}{3} \right) \quad (3.21)$$

där ξ ges av

$$\xi = \alpha \rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \rho}} - 1 \right) \quad (3.22)$$

ρ är armeringsandelen och α anger förhållandet mellan stålets och betongens elasticitetsmodul enligt

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.23)$$

Böjstyvhet för kvasipermanent lastfall sprucket stadium, $(EI)_{II,kv}$, beräknas enligt

$$(EI)_{II,kv} = 0,5b \cdot d^3 \cdot \xi^2 \cdot E_{c,eff} \left(1 - \frac{\xi}{3}\right) \quad (3.24)$$

med α enligt

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (3.25)$$

Deformation avseende korttidslast, v_k , beräknas för osprucken betong enligt

$$v_k = v_{I,k} = \frac{5q_k L^4}{384(EI)_{I,k}} \quad (3.26)$$

och för sprucken betong enligt

$$v_k = \zeta \cdot v_{II,k} + (1 - \zeta)v_{I,k} \quad (3.27)$$

med $v_{II,k}$ enligt

$$v_{II,k} = \frac{5q_k L^4}{384(EI)_{II,k}} \quad (3.28)$$

Deformation avseende långtidslast, v_{kv} , beräknas för osprucken betong, enligt

$$v_{kv} = v_{I,kv} = \frac{5q_{kv} L^4}{384(EI)_{I,kv}} \quad (3.29)$$

och för sprucken betong enligt

$$v_{kv} = \zeta \cdot v_{II,kv} + (1 - \zeta)v_{I,kv} \quad (3.30)$$

med $v_{II,kv}$ enligt

$$v_{II,kv} = \frac{5q_{kv} L^4}{384(EI)_{II,kv}} \quad (3.31)$$

För deformationer sätts gränsvärden till $v_k < \frac{L}{500}$ och $v_{kv} < \frac{L}{300}$. Vibrationer beräknas enligt metod för KL-trä där böjstyvhet i tvärriktning sätts till lika med böjstyvhet i längsriktning, tvärsnittet antas vara osprucket och relativ dämpning sätts till 1.5%. [16]

4. Resultat

4.1 Beräkning Referensfall

För båda fallen gäller att variabel huvudlast är nyttig last, $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$, med $\psi_2 = 0.3$ samt säkerhetsklass 3. Bjälklagen beräknas som balk med bredd 1 m och spännvidd 5 m. För vibrationsberäkningar sätts bredden för hela bjälklaget till $B = L$.

4.1.1 KL-trä 5-skiktsskiva

Bjälklagets tvärsnitt är symmetriskt med skiktjocklek för skikt längs bärriktningen $t_1 = t_3 = t_5 = 40 \text{ mm}$, skiktjocklek för skikt vinkelrätt bärriktningen $t_2 = t_4 = 30 \text{ mm}$ samt hållfasthetsklass C24. Dimensionerande last i brottgränstillstånd blir då enligt ekvation 1.1 med densitet från Tabell 8.

$$q_d = \gamma_d(1.2g_k + 1.5q_k) = 1.2(1.1\rho h_{klt} + 100) \cdot 10 + 1.5q_k = \\ 1.2(420 \cdot 1.1 \cdot 0.18 + 100) \cdot 10 + 1.5 \cdot 2000 = 5.2 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande moment och tvärkraft beräknas enligt ekvation 1.4 och 1.5

$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8} = \frac{5.2 \cdot 5^2}{8} = 16.24 \text{ kNm} \text{ och } V_{Ed} = \frac{q_d L}{2} = \frac{5.2 \cdot 5}{2} = 13 \text{ kN}$$

Tabell 8 Materialegenskaper för konstruktionsvirke i hållfasthetsklass C24 [15].

Materialegenskaper	C24
Böjning, f_{mk} [MPa]	24
Längsskjuvning, f_{vk} [MPa]	4.0
Rullskjuvning, f_{rk} [MPa]	0.7
Elasticitetsmodul, E [MPa]	11000
Rullskjuvmodul, G_{9090} [MPa]	69
Densitet, ρ [kg/m^3]	420

Till momentkapaciteten bestäms a_1 från Figur 9 och I_x , W och f_{md} beräknas enligt ekvation 2.6, 2.3 och 2.1

$$a_1 = \frac{t_1}{2} + t_2 + \frac{t_3}{2} = 20 + 30 + 20 = 70 \text{ mm}$$

$$I = b \left(2 \left(\frac{t_1^3}{12} + t_1 a_1^2 \right) + \frac{t_3^3}{12} \right) = 1000 \left(2 \left(\frac{40^3}{12} + 40 \cdot 70^2 \right) + \frac{40^3}{12} \right) = 408 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{2I_x}{h_{KLT}} = \frac{2 \cdot 408 \cdot 10^6}{180} = 4.533 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 4.533 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} f_{mk}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 24}{1.25} = 15.36 \text{ MPa}$$

Bärförmåga avseende moment, M_{Rd} , blir då enligt ekvation 2.2

$$M_{Rd} = f_{md} W = 15.36 \cdot 10^6 \cdot 4.533 \cdot 10^{-3} = 69.6 \text{ kNm}$$

Utnyttjandegraden, U , för skivans momentkapacitet är enligt ekvation 1.6

$$U = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{16.24}{69.6} = 23.3 \%$$

Till tvärkraftskapacitet beräknas kapaciteten för längsskjuvning, $V_{Rd,l}$, och rullskjuvning, $V_{Rd,r}$, där $V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,l} \\ V_{Rd,r} \end{cases}$

För längsskjuvning beräknas S_x och f_{vd} enligt ekvation 2.8 och 2.1

$$S = b \cdot t_1 \cdot a_1 + b \frac{t_3^2}{4 \cdot 2} = 1000 \cdot 40 \cdot 70 + 1000 \cdot \frac{40^2}{4 \cdot 2} = 3.0 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 4}{1.25} = 2.56 \text{ MPa}$$

med insättning i ekvation 2.7.

$$V_{Rd,l} = \frac{f_{vd} \cdot I_x \cdot b}{S_x} = \frac{2.56 \cdot 10^6 \cdot 408 \cdot 10^{-6} \cdot 1}{3 \cdot 10^{-3}} = 348.2 \text{ kN}$$

För rullskjuvning beräknas $S_{R,x}$ och f_{rd} enligt ekvation 2.10 och 2.1

$$S_R = b \cdot t_1 \cdot a_1 = 1000 \cdot 40 \cdot 70 = 2.8 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f_{rd} = \frac{k_{mod} f_{rk}}{\gamma_M} = \frac{0.8 \cdot 0.7 \cdot 10^6}{1.25} = 0.448 \text{ MPa}$$

med insättning i ekvation 2.9

$$V_{Rd,r} = \frac{f_{rd} \cdot I_x \cdot b}{S_{R,x}} = \frac{0.448 \cdot 10^6 \cdot 408 \cdot 10^{-6} \cdot 1}{3 \cdot 10^{-3}} = 65.3 \text{ kN} = V_{Rd}$$

Utnyttjandegraden för skivans tvärkraftskapacitet är enligt ekvation 1.6

$$U = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{13}{65.3} = 19.9\%$$

Nedböjning beräknas i bruksgränstillstånd för karakteristisk lastkombination och kvasipermanent lastkombination med ekvation 1.2 och 1.3.

$$q_{ka} = 1.0(g_k + q_k) = (420 \cdot 0.18 + 100) \cdot 10 + 2000 = 3.76 \text{ kN/m}$$

$$q_{kv} = 1.0(g_k + \Psi_2 q_k) = (420 \cdot 0.18 + 100) \cdot 10 + 2000 \cdot 0.3 = 2.36 \text{ kN/m}$$

Effektivt tröghetsmoment, I_{ef} samt tillhörande γ_1 beräknas enligt ekvation 2.19 och 2.17

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_1 \cdot t_2}{L^2 \cdot G_{9090}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot 11000 \cdot 10^6 \cdot 40 \cdot 10^{-3}}{5^2} \cdot \frac{30 \cdot 10^{-3}}{69 \cdot 10^6}} = 0.93$$

$$I_{ef} = b \left(2 \left(\frac{t_1^3}{12} + \gamma_1 t_1 a_1^2 \right) + \frac{t_3^3}{12} \right) = 1000 \left(2 \left(\frac{40^3}{12} + 0.93 \cdot 40 \cdot 70^2 \right) + \frac{40^3}{12} \right) = 380.5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Insättning i ekvation 2.12 ger karakteristisk nedböjning av korttidslast, w_{inst}

$$w_{inst} = \frac{5q_{ka}L^4}{384EI_{ef}} = \frac{5 \cdot 3.76 \cdot 10^3 \cdot 5^4}{384 \cdot 11000 \cdot 10^6 \cdot 380.5 \cdot 10^{-6}} = 7.3 \text{ mm}$$

Insättning i ekvation 2.20 ger krypningens inverkan på långtidslast, w_{creep}

$$w_{creep} = k_{def} \frac{5q_{kv}L^4}{384EI_{ef}} = 0.85 \cdot \frac{5 \cdot 2.36 \cdot 10^3 \cdot 5^4}{384 \cdot 11000 \cdot 380.5} = 3.9 \text{ mm}$$

Ekvation 2.11 ger den slutliga deformationen, w_{fin}

$$w_{fin} = w_{inst} + w_{creep} = 7.3 + 3.9 = 11.2 \text{ mm}$$

Jämför med gränsvärden $L/500$ för w_{inst} och $L/300$ för w_{fin}

$$\frac{5000}{500} = 10 \text{ mm och } \frac{5000}{300} = 16.67 \text{ mm}$$

Vibrationer beräknas med bjälklagets massa inklusive övergolv enligt ekvation 1.7

$$m = \rho h + 0.1q_k = (420 \cdot 0.18 + 100 + 0.1 \cdot 200) \cdot 1 = 195.6 \text{ kg/m}^2$$

Böjstyvhets i plattans styva riktning, $EI_{(L)}$, samt vinkelrätt styva riktningen, $EI_{(B)}$, beräknas, varav effektivt tröghetsmoment vinkelrätt plattans styva riktning, I_z , med γ_3 , a_2 och a_4 beräknas som 3-skiktsskiva där de yttersta skikten sätts till 0 enligt ekvation 2.16, 2.14, 2.15 och 2.13.

$$\gamma_3 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_3}{L^2} \cdot \frac{t_2}{G_{9090}}} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot 11000 \cdot 10^6 \cdot 40 \cdot 10^{-3}}{5^2} \cdot \frac{40 \cdot 30^{-3}}{69 \cdot 10^6}} = 0.93$$

$$a_2 = \frac{\gamma_3}{1+\gamma_3} (t_2 + t_3) = \frac{0.93}{1+0.93} (30 + 40) = 33.7 \text{ mm}$$

$$a_4 = \frac{t_2}{2} + t_3 + \frac{t_4}{2} - a_2 = 15 + 40 + 15 - 33.7 = 36.3 \text{ mm}$$

$$I_y = b \left(\frac{t_2^3}{12} + t_2 a_2^2 + \frac{t_4^3}{12} + \gamma_3 t_4 a_4^2 \right) = 1000 \left(\frac{30^3}{12} + 30 \cdot 33.7^2 + \frac{30^3}{12} + 0.93 \cdot 30 \cdot 36.3^2 \right) = 75.33 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Detta ger $EI_{(L)} = 11000 \cdot 380.5 = 4185.5 \text{ kNm}^2$ och $EI_{(B)} = 11000 \cdot 75.33 = 829.6 \text{ kNm}^2$.

Lägsta egenfrekvens beräknas enligt ekvation 2.21

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} = \frac{\pi}{2 \cdot 5^2} \cdot \sqrt{\frac{4185.5 \cdot 10^3}{196.5}} = 9.2 \text{ Hz}$$

som jämförs med gränsvärde 8 Hz. Styvheten mot 1 kN punktlast på balkens mitt beräknas med hänsyn till effektiv bredd enligt ekvation 2.23

$$B_{ef} = \min \left\{ 0.95L \cdot \left(\frac{(EI)_B}{(EI)_L} \right)^{0.25}, B \right\} = \min \left\{ 0.95 \cdot 5 \left(\frac{829.6}{4185.5} \right)^{0.25}, 5 \right\} = \min \left\{ 3.17, 5 \right\} = 3.17 \text{ m}$$

med nedböjning, w_1 , enligt ekvation 2.22.

$$w_1 = \frac{PL^3}{48(EI)_L \cdot B_{ef}} = \frac{1 \cdot 10^3 \cdot 5^3}{48 \cdot 4185.5 \cdot 10^3 \cdot 3.17} = 0.20 \text{ mm}$$

Gränsvärde för prestandanivå 1 är, enligt Tabell 6, 0.25 mm/kN.

Till impulshastighetsresponsen, v_{rms} , beräknas modal massa, M^* , enligt ekvation 2.28

$$M^* = \frac{m \cdot L \cdot B}{4} = \frac{195,6 \cdot 5 \cdot 5}{4} = 1222,5 \text{ kg}$$

och modal impuls, I_m , enligt ekvation 2.29,

$$I_m = \frac{42 \cdot f_w^{1,43}}{f_1^{1,3}} = \frac{42 \cdot 1,5^{1,43}}{9,2^{1,3}} = 4,189 \text{ N}_s$$

högsta hastighetsrespons, $v_{1,peak}$, enligt ekvation 2.30

$$v_{1,peak} = k_{red} \cdot \frac{I_m}{M^* + 70} = 0,7 \cdot \frac{4,189}{1222,5 + 70} = 2,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

och faktor k_{imp} enligt ekvation 2.31.

$$k_{imp} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,48 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{EI_{(L)}}{EI_{(B)}}\right)^{0,25} \\ 1,0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,48 \cdot 1 \cdot \left(\frac{4185,5}{829,6}\right)^{0,25} \\ 1,0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,72 \\ 1,0 \end{array} \right. = 1,0$$

Total högsta hastighetsrespons blir då enligt ekvation 2.32.

$$v_{tot,peak} = k_{imp} \cdot v_{1,peak} = v_{1,peak} = 2,3 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Relativ dämpning $\zeta = 0,025$ och η beräknas enligt 2.34.

$$\eta = \left(\begin{array}{l} 1,35 - 0,4 \cdot k_{imp} \text{ , för } 1,0 \leq k_{imp} \leq 1,7 \\ 0,67 \text{ , för övrigt} \end{array} \right) = 1,35 - 0,4 = 0,95$$

Impulshastighetsresponsen, v_{rms} , bestäms approximativt enligt ekvation 2.33.

$$\begin{aligned} v_{rms} &= v_{tot,peak} \cdot (0,65 - 0,01f_1) \cdot (1,22 - 11 \cdot \zeta) \eta \\ &= 2,3 \cdot 10^{-3} (0,65 - 0,01 \cdot 9,2) \cdot (1,22 - 11 \cdot 0,025) \cdot 0,95 = 0,0011 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Gränsvärde för prestandanivå 3 är $0,0001R = 0,0001 \cdot 12 = 0,0012 \text{ m/s}$

4.1.2 Plattbärlag

Plattbärlagets höjd är 40 mm med pågjutning så att total höjd av bjälklaget blir 100 mm högre än KL-träplattan. Detta ger en pågjutning på 240 mm och total höjd 280 mm. Betongkvalitet sätts till C25. Armeringsdiametern antas $\varnothing 10$ mm med c/c 120 mm och armeringstyp K500B-T. Dimensionerande last i brottgränstillstånd blir då enligt ekvation 1.1 med densitet från Tabell 9

$$q_d = \gamma_d(1.2g_k + 1.5q_k) = 1.0(1.2 \cdot 2500 \cdot 0.28 \cdot 10 + 1.5 \cdot 2000) = 11.4 \text{ kNm}$$

Med dimensionerande moment, M_{Ed} , och tvärkraft, V_{Ed} , enligt ekvation 1.4 och 1.5

$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8} = \frac{11.4 \cdot 5^2}{8} = 35.625 \text{ kNm} \text{ och } V_{Ed} = \frac{q_d L}{2} = \frac{11.4 \cdot 5}{2} = 28.5 \text{ kN}$$

Tabell 9 Materialegenskaper för betongkvalitet C25 [15].

Materialegenskaper	C25
Tryckhållfasthet, f_{ck} [MPa]	25
Draghållfasthet, f_{ctm} [MPa]	2.6
Flytgräns armering, f_{yk} [MPa]	500
Elasticitetsmodul betong, E_c [MPa]	31000
Elasticitetsmodul stål, E_s [MPa]	200000
Kryptal, φ [-]	2.3
Brottstukning, ε_{cu} [‰]	3.5
Densitet, ρ [kg/m ³]	2500

För betongkvalitet C25 blir dimensionerande tryckhållfasthet enligt ekvation 3.3

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ MPa,}$$

dimensionerande flytgräns för armeringen enligt ekvation 3.2

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa,}$$

Först kontrolleras armeringsandelen och om stålet flyter enligt ekvation 3.1.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{\frac{1000}{120} \cdot \pi \cdot \left(\frac{10}{2}\right)^2}{1000 \cdot (280 - 20 - 5)} = \frac{654.5}{255 \cdot 10^3} = 2.6 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{bal} = 0.8 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s} = 0.8 \frac{16.7}{435} \cdot \frac{3.5 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^9}{435 \cdot 10^6 + 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^9} = 18.9 \cdot 10^{-3}$$

Alltså $\rho < \rho_{bal}$, plattan är normalarmerad och $\sigma_s = f_{yd} = 435$ MPa. Höjden på tryckzonsblocket, x , beräknas enligt ekvation 3.6

$$x = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{f_{cd} \cdot 0.8b} = \frac{654.5 \cdot 10^{-6} \cdot 435 \cdot 10^6}{16.7 \cdot 10^6 \cdot 0.8 \cdot 1} = 21.3 \text{ mm}$$

och bjälklagets bärförmåga avseende moment beräknas enligt ekvation 3.8.

$$M_{Rd} = A_s \sigma_s (d - 0.4x) = 654.5 \cdot 10^{-6} \cdot 435 \cdot 10^6 (0.255 - 0.4 \cdot 0.0213) = 70.175 \text{ kNm}$$

Utnyttjandegraden för skivans momentkapacitet är enligt ekvation 1.6.

$$U = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{35.265}{70.175} = 50.3 \%$$

För tvärkraftskontroll beräknas parameter $C_{Rd,c}$, k , ρ_l , och v_{min} enligt ekvation 3.10, 3.11, 3.12 och 3.13.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0.12$$

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2,0 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{255}} \\ 2,0 \end{array} \right. = 1.89$$

$$\rho_l = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \cdot d} \\ 0,02 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{654.5}{1000 \cdot 255} \\ 0,02 \end{array} \right. = 0.0026$$

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1.89^3 \cdot 25} = 0.45$$

Bärförmåga avseende tvärkraft, V_{Rd} , bestäms enligt ekvation 3.9

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= \max \left\{ \begin{array}{l} \left(C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right) b \cdot d \\ v_{min} \cdot b \cdot d \end{array} \right. \\ &= \max \left\{ \begin{array}{l} \left(0.12 \cdot 1.89 (100 \cdot 0.0026 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right) 1000 \cdot 255 \\ 0.45 \cdot 1000 \cdot 255 \end{array} \right. = 115.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Utnyttjandegraden för skivans tvärkraftskapacitet är enligt ekvation 1.6.

$$U = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{28.5}{115.55} = 24.7 \%$$

Till kontroll i bruksgränstillstånd beräknas dimensionerande last för kortidslast med karakteristisk lastkombination och långtidslast med kvasipermanet lastkombination enligt ekvation 1.2 respektive ekvation 1.3

$$q_k = 1.0(g_k + q_k) = 2500 \cdot 0.28 \cdot 10 + 2000 = 9 \text{ kN/m}$$

$$q_{kv} = 1.0(g_k + \Psi_2 q_k) = 7000 + 0.3 \cdot 2000 = 7.6 \text{ kN/m}$$

För deformationskontroll beräknas först sprickmomentet, M_{cr} , enligt ekvation 3.14

$$M_{cr} = \frac{f_{ctm} \cdot I}{z} = \frac{2.6 \cdot 10^6 \cdot \frac{0.28^3}{12}}{0.14} = 34 \text{ kNm}$$

som jämförs med beräknat dimensionerande moment för lastfallen enligt ekvation 1.4

$$M_{kar} = \frac{q_{kar} L^2}{8} = \frac{9 \cdot 5^2}{8} = 28.125 \text{ kNm}$$

$$M_{kva} = \frac{q_{kva} L^2}{8} = \frac{7.6 \cdot 5^2}{8} = 23.75 \text{ kNm}$$

Då $M_{kar} < M_{cr}$ och $M_{kva} < M_{cr}$ beräknas nedböjningen för osprucket tvärsnitt med böjstyvhet enligt ekvation 3.18, 3.19 och 3.20.

$$(EI)_{I,k} = E_c \frac{bh^3}{12} = 31 \cdot 10^9 \cdot \frac{0.28^3}{12} = 56.7 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2$$

$$(EI)_{I,kv} = E_{c,eff} \cdot I = \frac{E_c}{1+\varphi} \cdot I = \frac{31 \cdot 10^9}{1+2.3} \cdot 1829 \cdot 10^{-6} = 17.2 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2$$

Nedböjning för karakteristiskt lastfall, v_k , beräknas enligt ekvation 3.26

$$v_k = \frac{5 \cdot q_k \cdot L^4}{384 \cdot (EI)_{I,k}} = \frac{5 \cdot 9 \cdot 10^3 \cdot 5^4}{384 \cdot 56.7 \cdot 10^6} = 1.3 \text{ mm}$$

som jämförs med gränsvärde $\frac{L}{500} = 10 \text{ mm}$ och för kvasipermanent lastfall, v_{kv} , enligt ekvation 3.29

$$v_{kv} = \frac{5 \cdot q_{kv} \cdot L^4}{384 \cdot (EI)_{I,kv}} = \frac{5 \cdot 7.6 \cdot 10^3 \cdot 5^4}{384 \cdot 17.2 \cdot 10^6} = 3.6 \text{ mm, med gränsvärde } \frac{L}{300} = 16.7 \text{ mm.}$$

Kontroll av vibrationer genomförs enligt metod för KL-trä med antagande att böjstyvheten vinkelrätt bärriktningen är lika med böjstyvheten i bärriktningen samt att betongen är osprucken. Bjälklagets massa samt 10% nyttig last beräknas enligt ekvation 1.7.

$$m = 2500 \cdot 0.28 + 0.1 \cdot 200 = 720 \text{ kg/m}^2$$

Lägsta egenfrekvens beräknas enligt ekvation 2.21.

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_{I,k}}{m}} = \frac{\pi}{2 \cdot 5^2} \cdot \sqrt{\frac{56.7 \cdot 10^6}{720}} = 17.77 \text{ Hz, med gränsvärde } 8 \text{ Hz.}$$

Styvhet mot 1 kN centrisk punktlast beräknas med hänsyn till effektiv bredd, B_{ef} , enligt ekvation 2.23

$$B_{ef} = \min \left\{ 0.95L \cdot \left(\frac{(EI)_B}{(EI)_L} \right)^{0.25}, B \right\} = \min \left\{ 0.95 \cdot 5 \cdot 1, 5 \right\} = 4.75 \text{ m}$$

och nedböjning, w_1 , enligt ekvation 2.22

$$w_1 = \frac{PL^3}{48(EI)_{I,k} \cdot B_{ef}} = \frac{1000 \cdot 5^3}{48 \cdot 56.7 \cdot 10^6 \cdot 4.75} = 0.01 \text{ mm}$$

Gränsvärde för prestandanivå 1 är, enligt Tabell 7, 0.25 mm/kN

Till impulshastighetsresponsen, v_{rms} , beräknas modal massa, M^* , enligt ekvation 2.28,

$$M^* = \frac{m \cdot L \cdot B}{4} = \frac{720 \cdot 5 \cdot 5}{4} = 4500 \text{ kg}$$

Modal impuls, I_m , beräknas enligt ekvation 2.29,

$$I_m = \frac{42 \cdot f_w^{1.43}}{f_1^{1.3}} = \frac{42 \cdot 1.5^{1.43}}{17.77^{1.3}} = 1.78 \text{ N}_s$$

Högsta hastighetsrespons, $v_{1,peak}$, beräknas enligt ekvation 2.30

$$v_{1,peak} = k_{red} \cdot \frac{I_m}{M^*+70} = 0.7 \cdot \frac{1.78}{4500+70} = 0.27 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

och faktor k_{imp} enligt ekvation 2.31

$$k_{imp} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.48 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{EI_{(L)}}{EI_{(B)}}\right)^{0.25} \\ 1.0 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.48 \cdot 1 \cdot 1 \\ 1.0 \end{array} \right. = 1.0$$

Total högsta hastighetsrespons blir då enligt ekvation 2.32.

$$v_{tot,peak} = k_{imp} \cdot v_{1,peak} = v_{1,peak} = 0.27 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

Relativ dämpning $\zeta = 0.015$ och η beräknas enligt ekvation 2.34.

$$\eta = \left(\begin{array}{l} 1.35 - 0.4 \cdot k_{imp} , \text{ för } 1.0 \leq k_{imp} \leq 1.7 \\ 0.67 , \text{ för övrigt} \end{array} \right) = 1.35 - 0.4 = 0.95$$

Impulshastighetsresponsen, v_{rms} , bestäms approximativt enligt ekvation 2.33.

$$v_{rms} = v_{tot,peak} \cdot (0.65 - 0.01f_1) \cdot (1.22 - 11 \cdot \zeta)\eta = 0.27 \cdot 10^{-3} (0.65 - 0.01 \cdot 17.77) \cdot (1.22 - 11 \cdot 0.015) \cdot 0.95 = 0.00013 \text{ m/s}$$

Gränsvärde för prestandanivå 1 är $0.0001R = 0.0001 \cdot 4 = 0.0004 \text{ m/s}$

4.2 Parameterstudie

Med utgångspunkt i de två referensfallen undersöks spännviddens inverkan på de beaktade dimensioneringskriterierna och vilken lasteffekt som är styrande. För att genomföra parameterstudien används beräkningsgången från avsnitt 3.3 i beräkningsverktyget MATLAB, se bilaga A för MATLAB-script. Resultat presenteras med lasteffekt och bärförmåga/gränsvärde som funktion av spännvidd för tvärsnittsdata från referensfall i del 4.1 vilket illustreras i Figur 14 till Figur 21 för KL-träbjälklag samt Figur 23 till Figur 31 för plattbärlag.

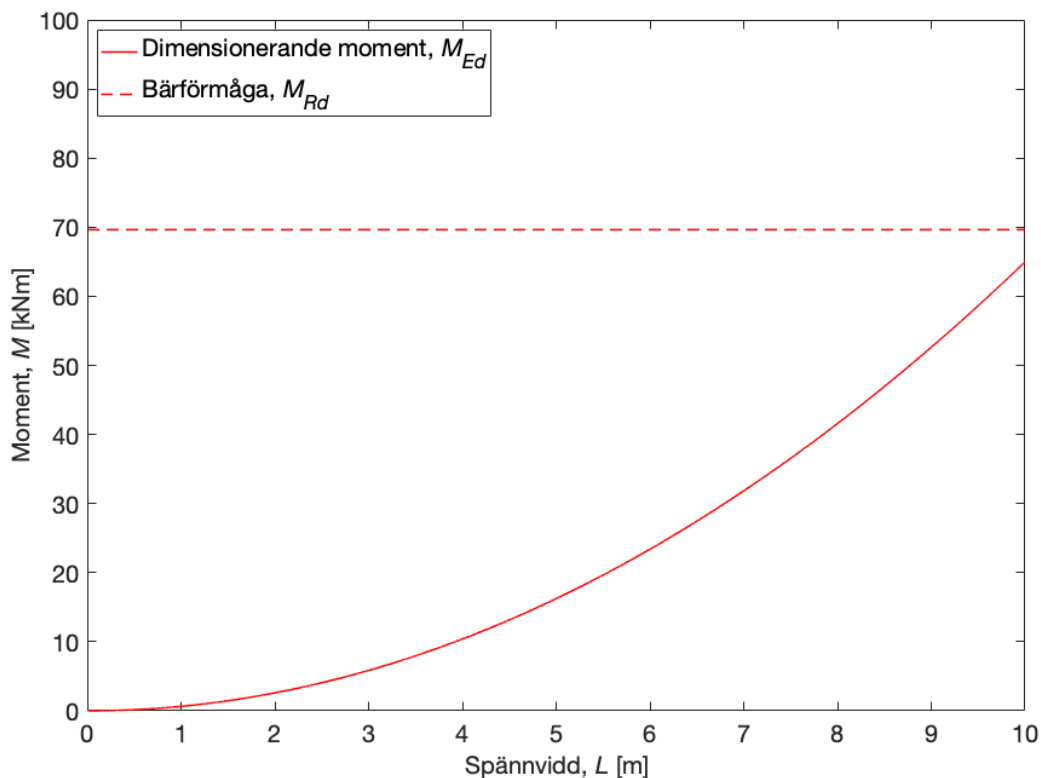
4.2.1 Referensfall KL-träbjälklag med varierad spännvidd

Tabell 10 visar indata för referensfall KL-trä.

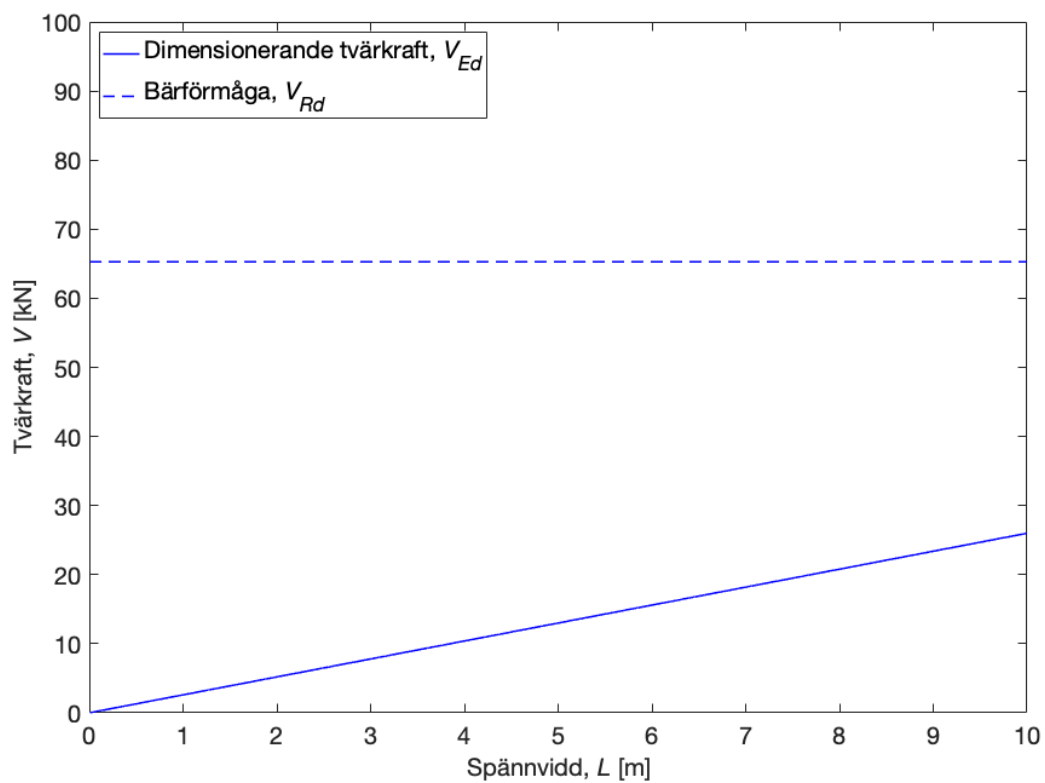
Tabell 10 Indata för 5-skikt KL-träbjälklag med bjälklagshöjd 180 mm och hållfasthetsklass C24.

Parameter	Värde
Antal skikt	5
Ytterskikt [mm]	40
Tvärskikt [mm]	30
Mittskikt [mm]	40
Hållfasthetsklass	C24

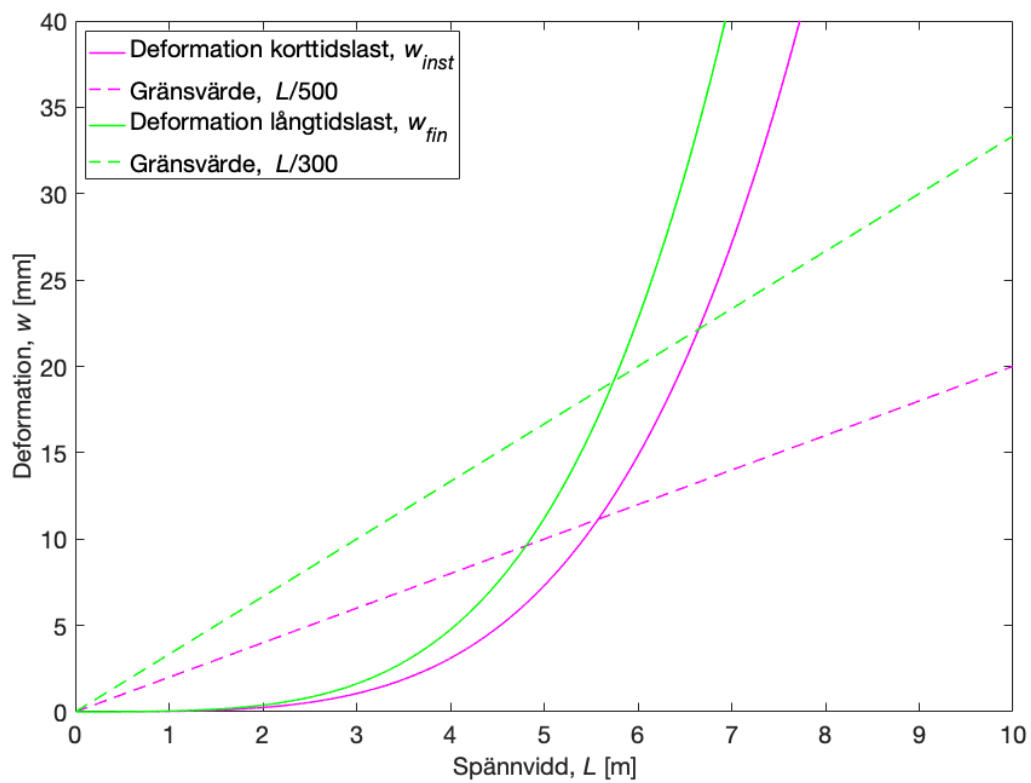
Dimensionerande moment ökar kvadratisk med spännvidd medan bärförmåga är beroende av tvärsnitt och material och är alltså konstant, se Figur 14. Dimensionerande tvärkraft ökar linjärt med spännvidd, se Figur 15.



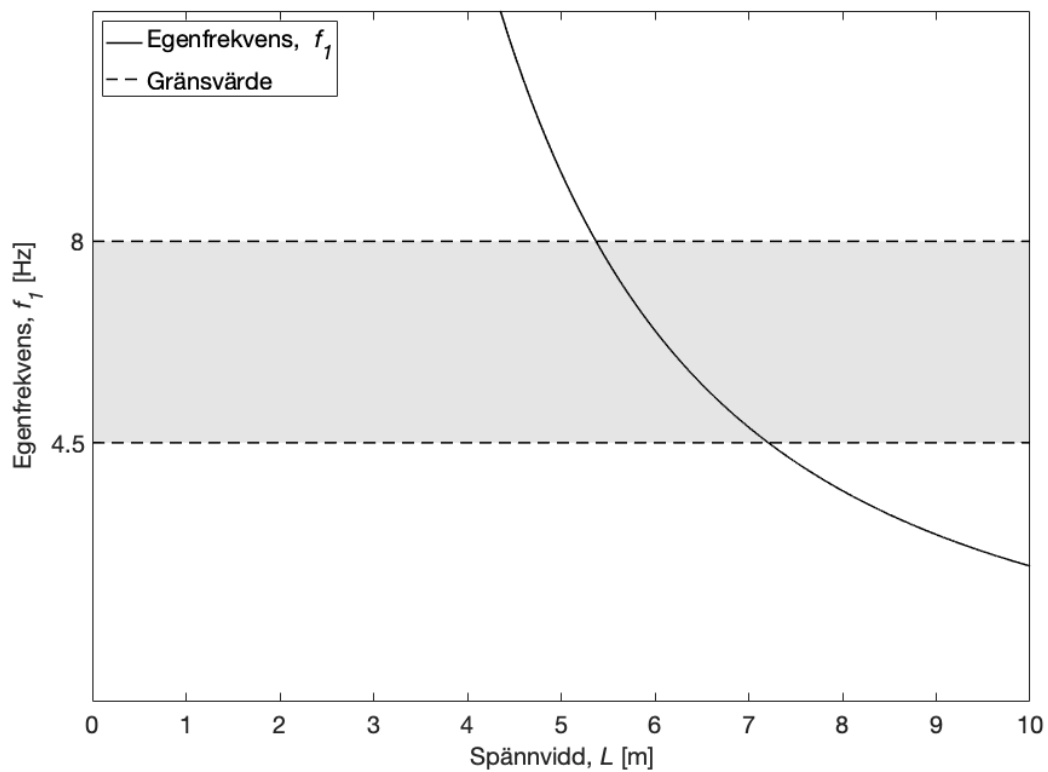
Figur 14 Moment som funktion av spännvidd.



Figur 15 Tvärkraft som funktion av spännvidd.

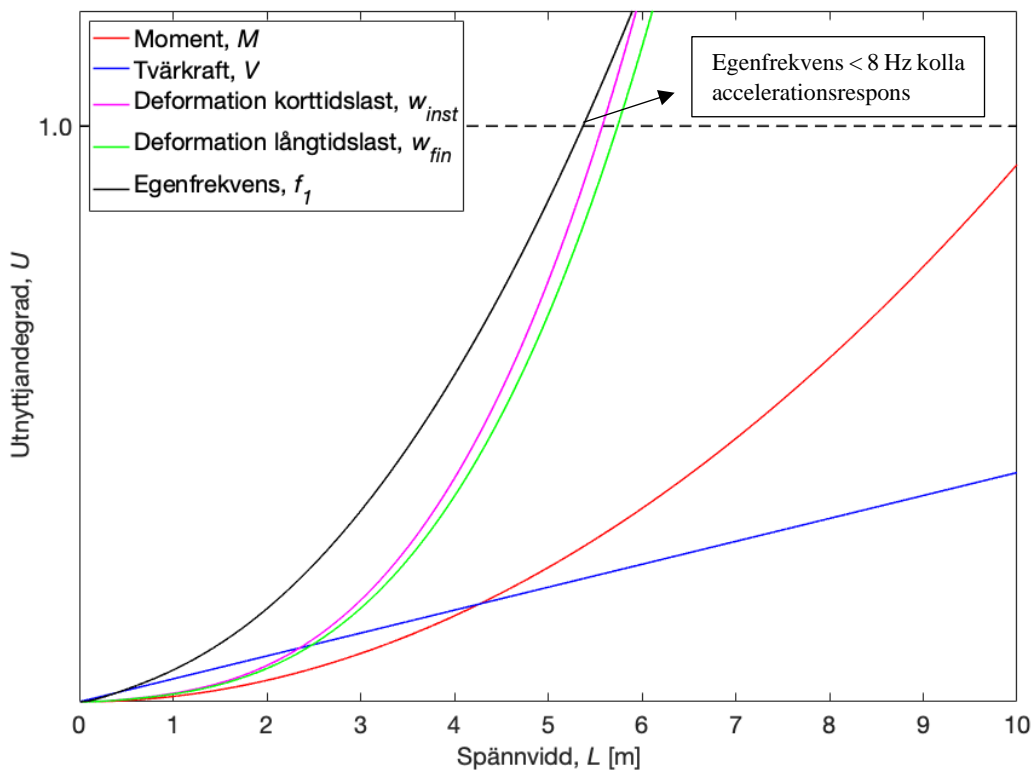


Figur 16 Deformation som funktion av spännvidd.



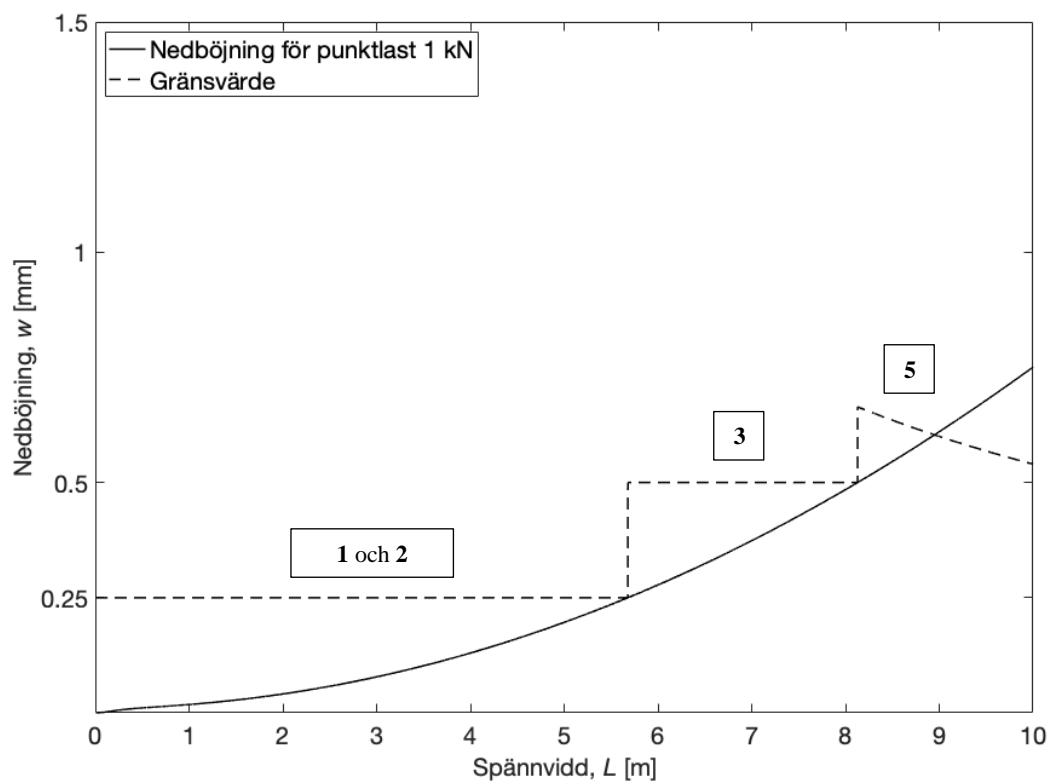
Figur 17 Eigenfrekvens som funktion av spännvidd.

Deformation för korttidslast och slutlig deformation med hänsyn till krypning ökar proportionellt mot L^4 samtidigt som gränsvärden ökar linjärt, se Figur 16. Beräknad egenfrekvens skall inte understiga 4.5 Hz med kontroll av accelerationsrespons vid $4.5 < f_1 < 8$ Hz, se Figur 17.

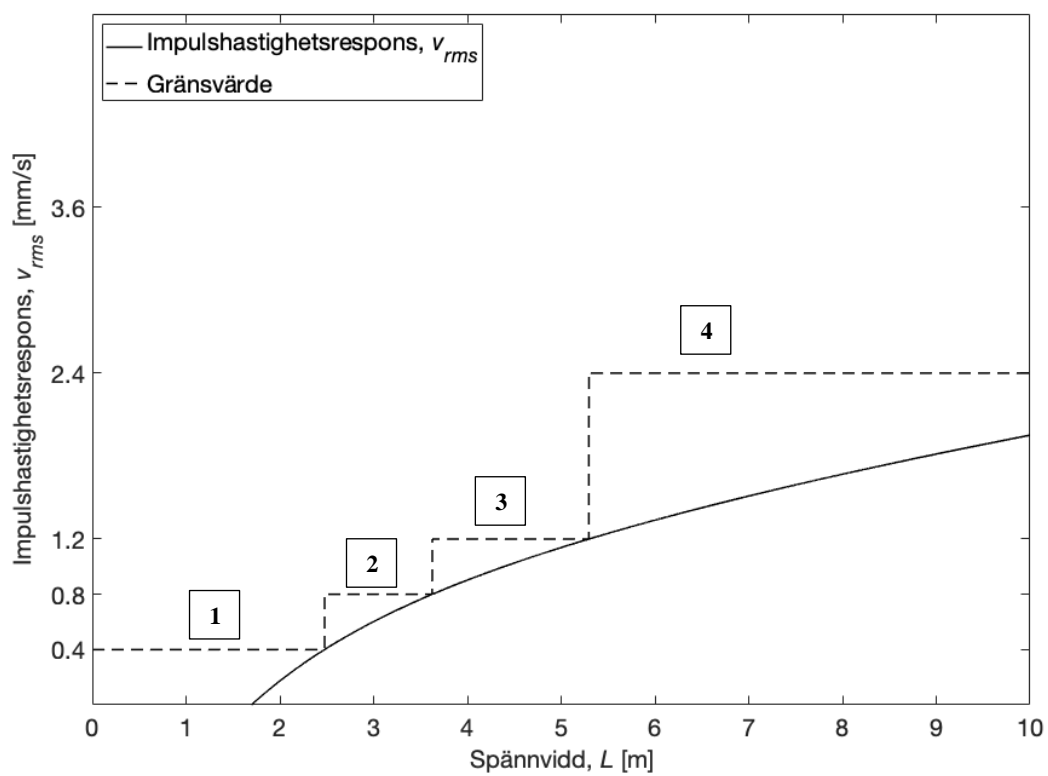


Figur 18 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

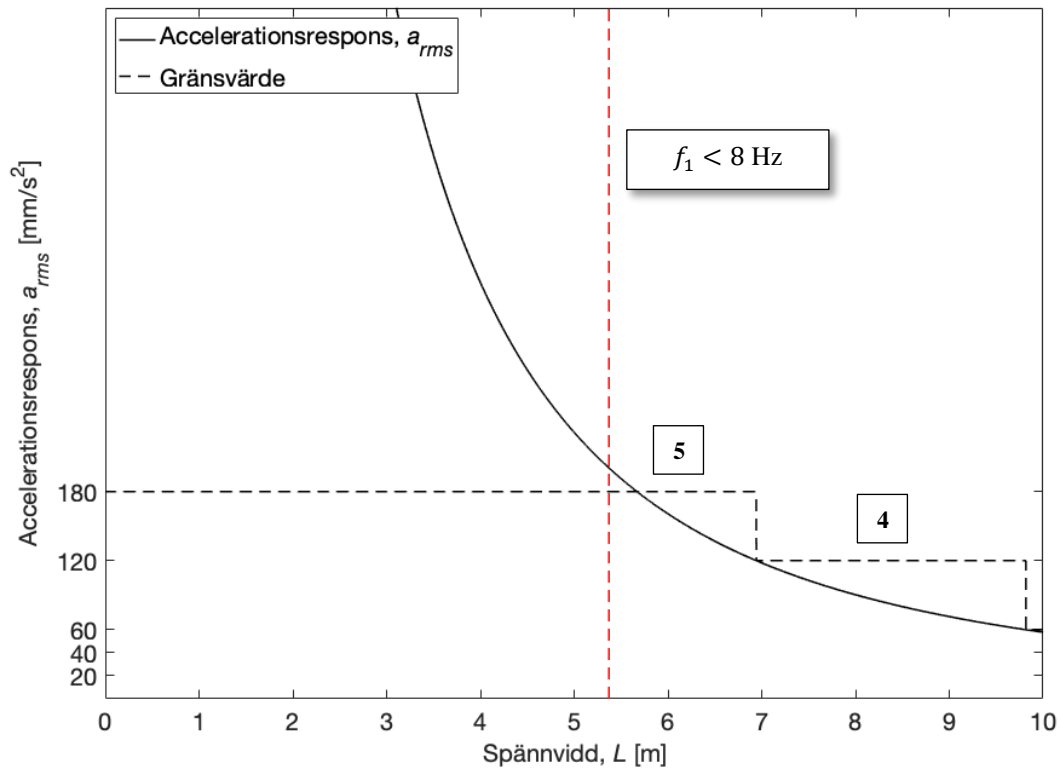
Utnyttjandegraden, enligt ekvation 1.6, ger vid ökad spännvidd brytpunkter för de olika lasteffekterna. Den utslagsgivande lasteffekten kan utläsas ur Figur 18 som den linje som skär 1.0 för lägst spännvidd. Då gränsvärdena för impulshastighetsrespons och nedböjning för $P=1$ kN är beroende på prestandanivå presenteras de separat, se Figur 19 och Figur 20. Det finns också en gråzon när egenfrekvensen är mellan 4.5 och 8 Hz. Då kontrolleras accelerationsrespons, se Figur 21, och om den är godkänd är alltså egenfrekvensen inte utslagsgivande. Gränsvärde för nedböjning för $P=1$ kN, impulshastighet och accelerationsrespons illustreras som trappfunktioner där högre nivå (1=högst) har hårdare krav. I figurerna avser siffran vid varje trappsteg prestandanivå för respektive spännvidd. Enligt Figur 20 erhålls vid små spännvidder ett negativt värde för impulshastighetsrespons. Betrakta ekvation 2.33 och Figur 17. När L närmar sig 0 går f_1 mot ∞ vilket ger negativ beräknad impulshastighetsrespons. Detta är inte särskilt anmärkningsvärt då bjälklagshöjden sällan överskrider spännvidden. Notera även avsaknaden av gränsvärde för prestandanivå 4 i Figur 19. Då w överskrider gränsvärdet för prestandanivå 3 är spännvidden så pass stor att gränsvärdet för prestandanivå 4 också överskrids. Se Tabell 7 för beräkning av gränsvärdet.



Figur 19 Nedböjning för $P = 1$ kN som funktion av spännvidd.



Figur 20 Impulshastighetsrespons som funktion av spännvidd.



Figur 21 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

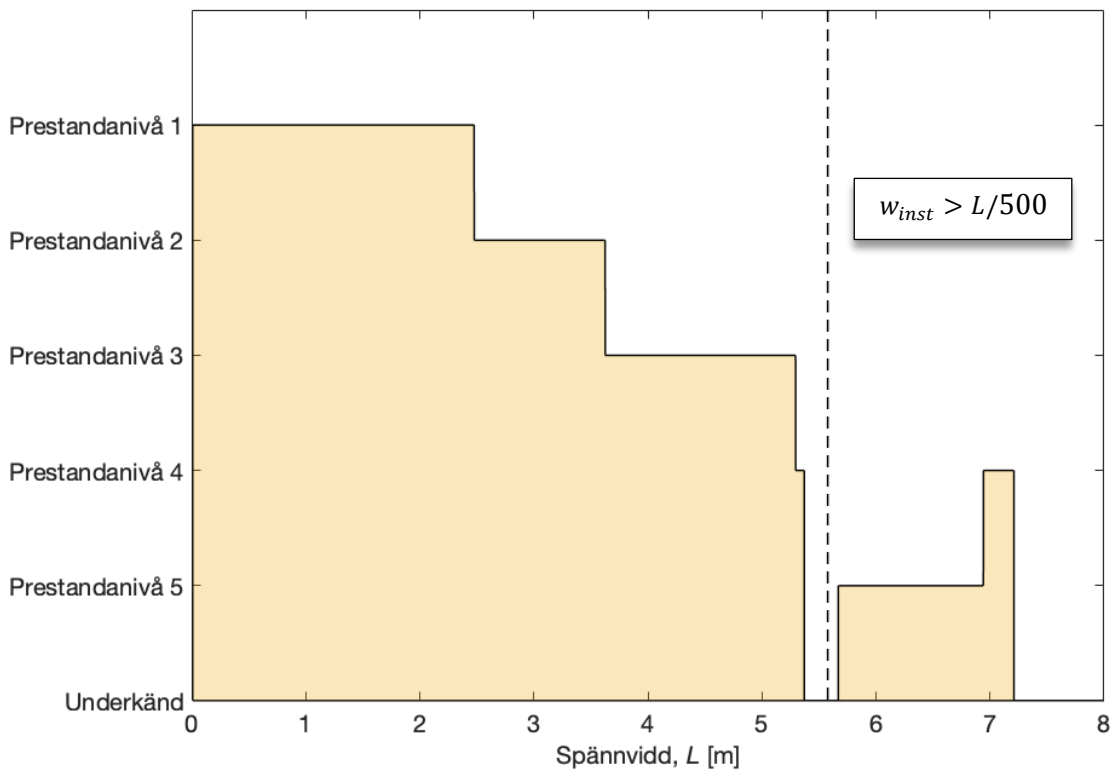
Deformation korttidslast överstiger gränsvärde när $L > 5.58$ m och egenfrekvensen understiger 8 Hz när $L > 5.37$ m enligt Figur 18. Kontroll av Figur 21 ger max spännvidd 5.37 m då accelerationsresponsen ligger över gränsvärdet för prestandanivå 5 när $L < 5.67$ m. Beräknad accelerationsrespons sjunker alltså med ökad spännvidd. Enligt ekvation 2.35 ger en större modal massa lägre accelerationsrespons, där modal massa ökar med spännvidd, se ekvation 2.28.

I Tabell 11 ges utdata för detta bjälklag vid största spännvidd 5.37 m. Figur 22 visar erhållen prestandanivå avseende vibrationer för respektive spännvidd.

Tabell 11 Utdata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 180 mm, hållfasthetsklass C24.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		5.37	
Prestandanivå		4	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		18.74	69.63
Tvärkraft [kN]		13.96	65.28
Deformation korttidslast [mm]		9.63	10.74
Deformation långtidslast [mm]		14.77	17.90
Egenfrekvens [Hz]		8.01	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.225	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		1.22	2.40

*) I intervallet $5.38 \leq L \leq 5.66$ uppfyller bjälklaget inte krav på accelerationsrespons.



Figur 22 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

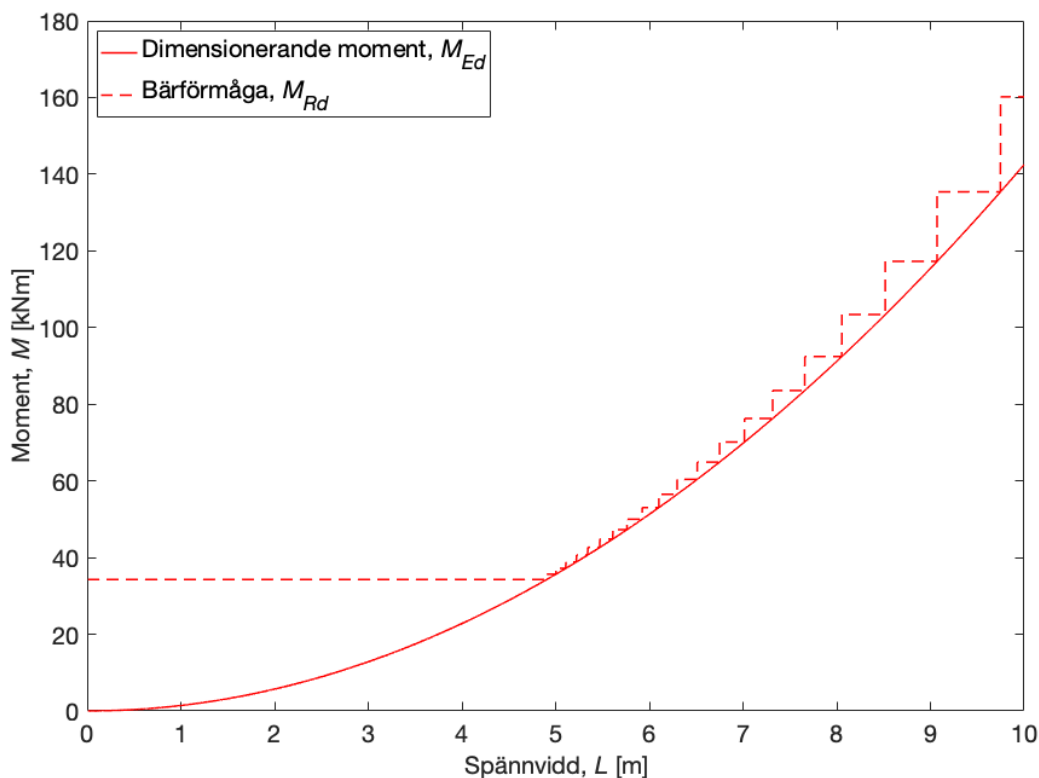
Notera intervallet $5.38 \text{ m} \leq L \leq 5.66 \text{ m}$ där egenfrekvens understiger 8 Hz och accelerationsrespons överstiger gränsvärde för prestandanivå 5.

4.2.2 Referensfall plattbärlag med varierad spännvidd

För plattbärlag beräknas minsta erforderliga armeringsarea där c/c armeringsjärn sätts som variabel beroende på dimensionerande moment och avrundas nedåt till närmsta cm med max c/c 25 cm. Minsta fria avstånd mellan stänger sätts till det största av armeringsdiametern och 20 mm. Kryptalet beräknas analytiskt enligt bilaga B i Eurokod 2. [10] Tabell 12 visar indata för referensfall plattbärlag.

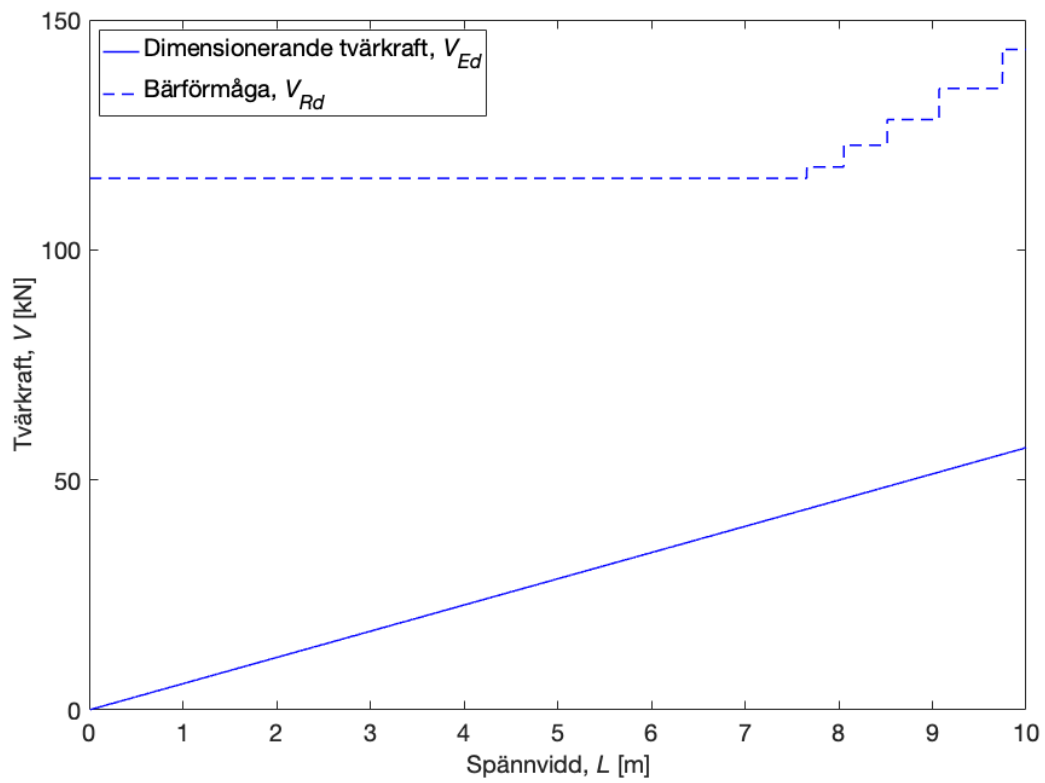
Tabell 12 Indata för 280mm plattbärlag, $\phi 10$.

Parameter	Värde
Höjd [mm]	280
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	240
Armeringsdiameter [mm]	10
Materialkvalitet	C25

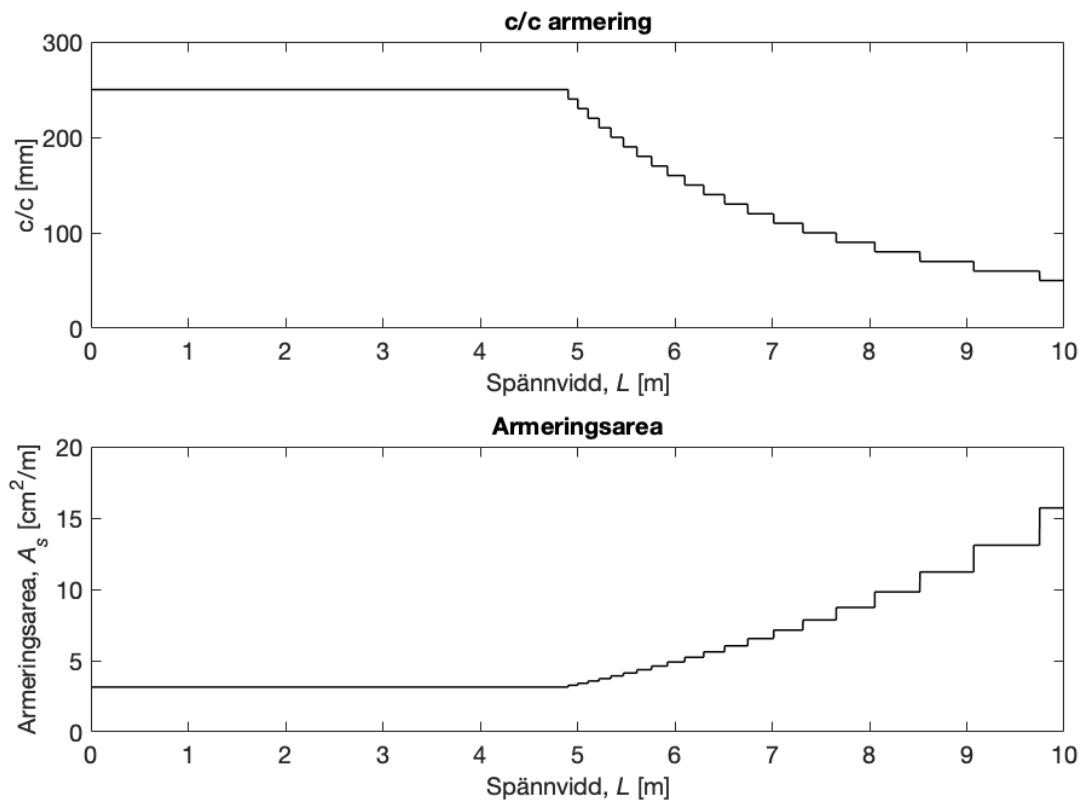


Figur 23 Moment som funktion av spännvidd.

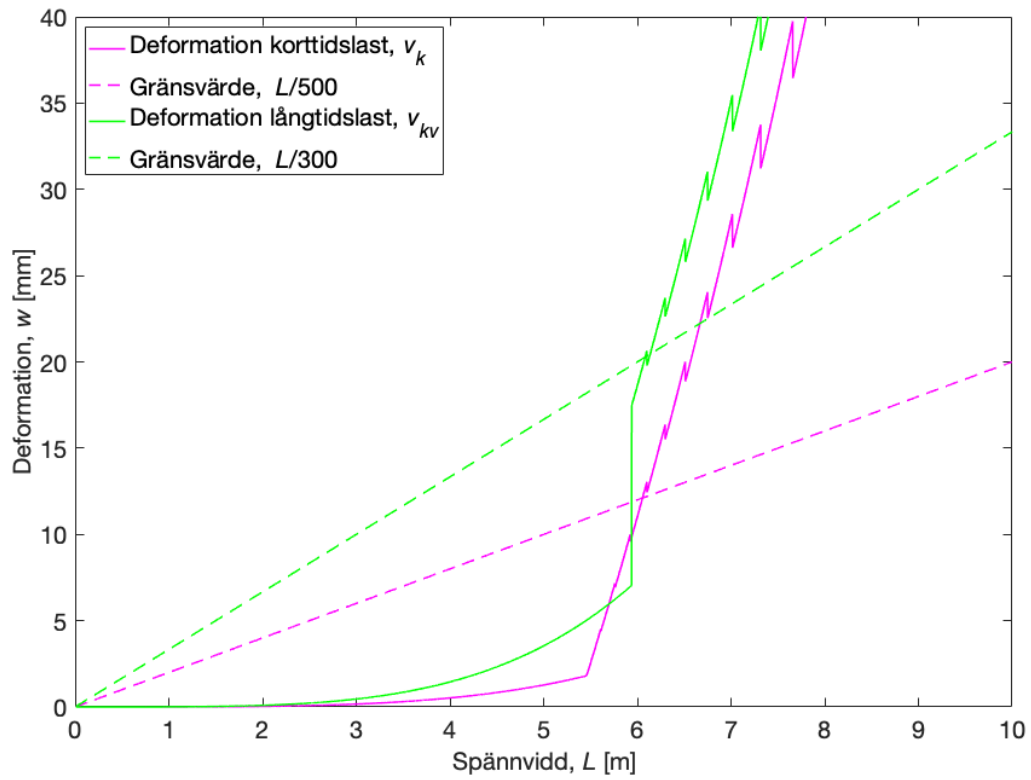
Då bärförmåga avseende moment är beroende av c/c armeringsjärn som i sin tur är beroende av dimensionerande moment ökar bärförmågan med spännvidden, se Figur 23. Bärförmåga avseende tvärkraft är till viss del också beroende av armeringsmängd, se Figur 24. Figur 25 visar hur c/c armeringsjärn minskar och armeringsarea ökar med spännvidd. Trappstegen kommer från avrundning till jämna cm.



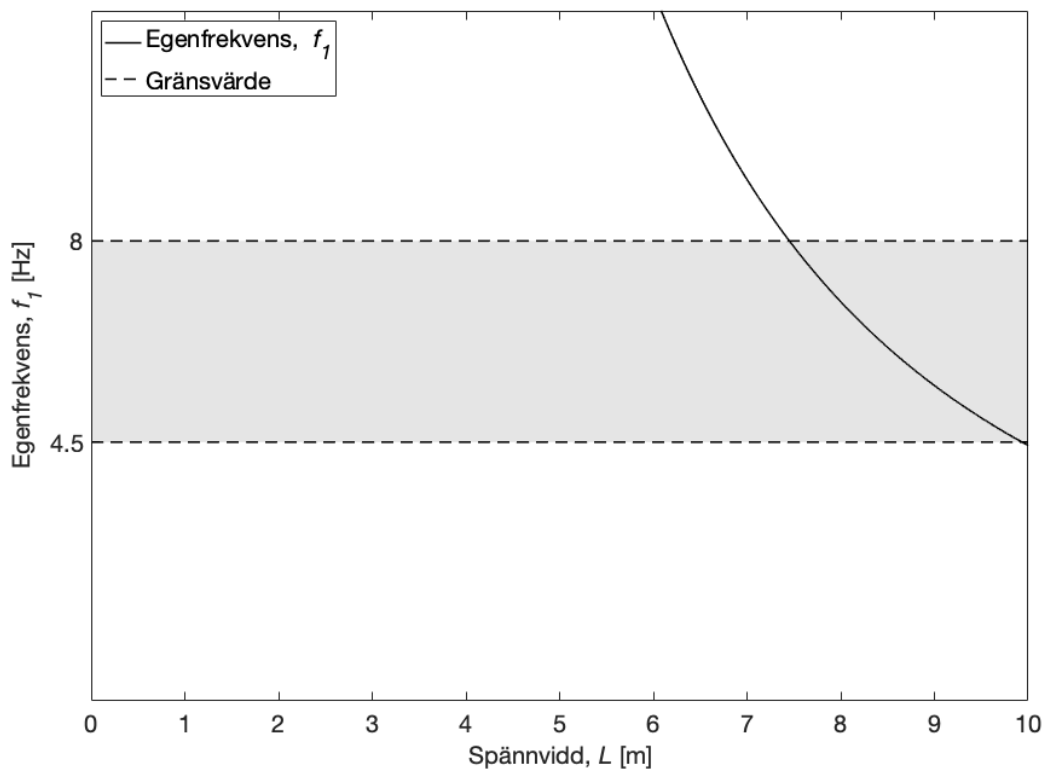
Figur 24 Tvärkraft som funktion av spännvidd.



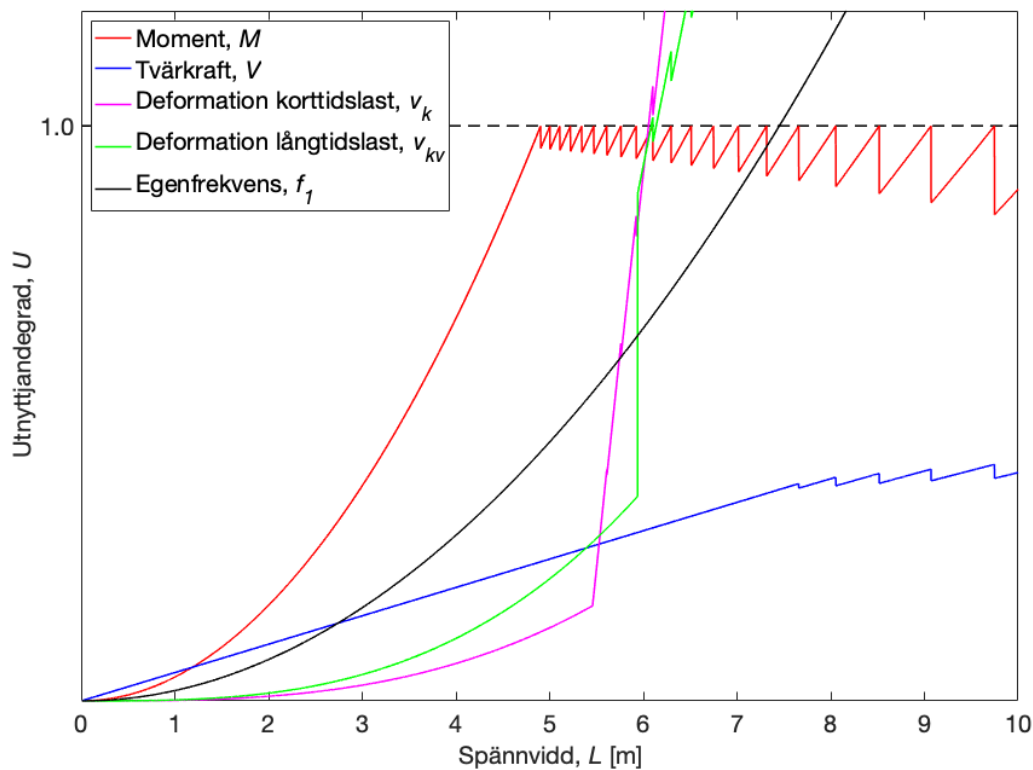
Figur 25 Armeringsmängd som funktion av spännvidd.



Figur 26 Deformation som funktion av spännvidd.

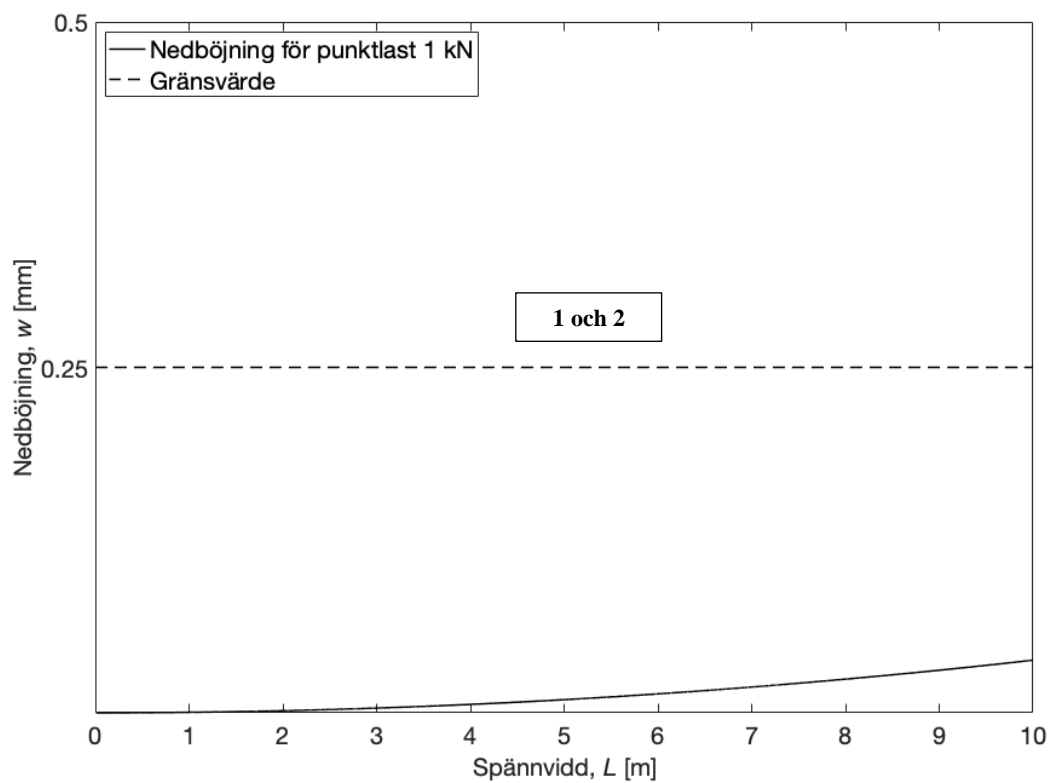


Figur 27 Egenfrekvens som funktion av spännvidd.

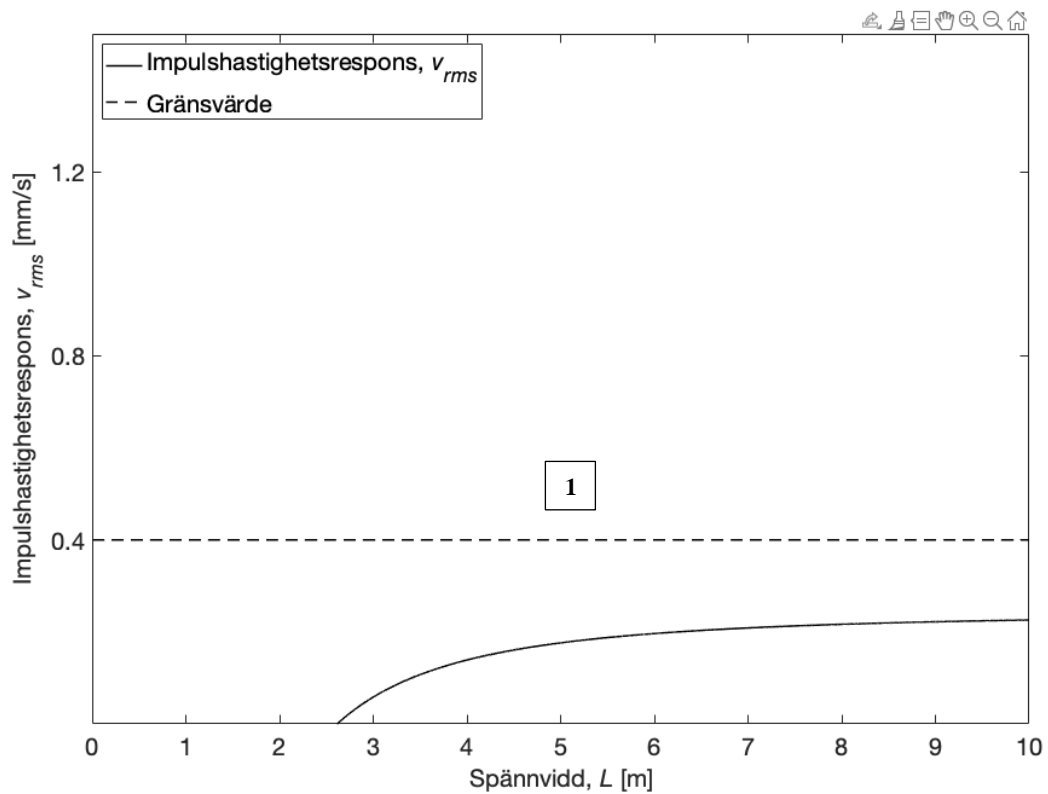


Figur 28 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

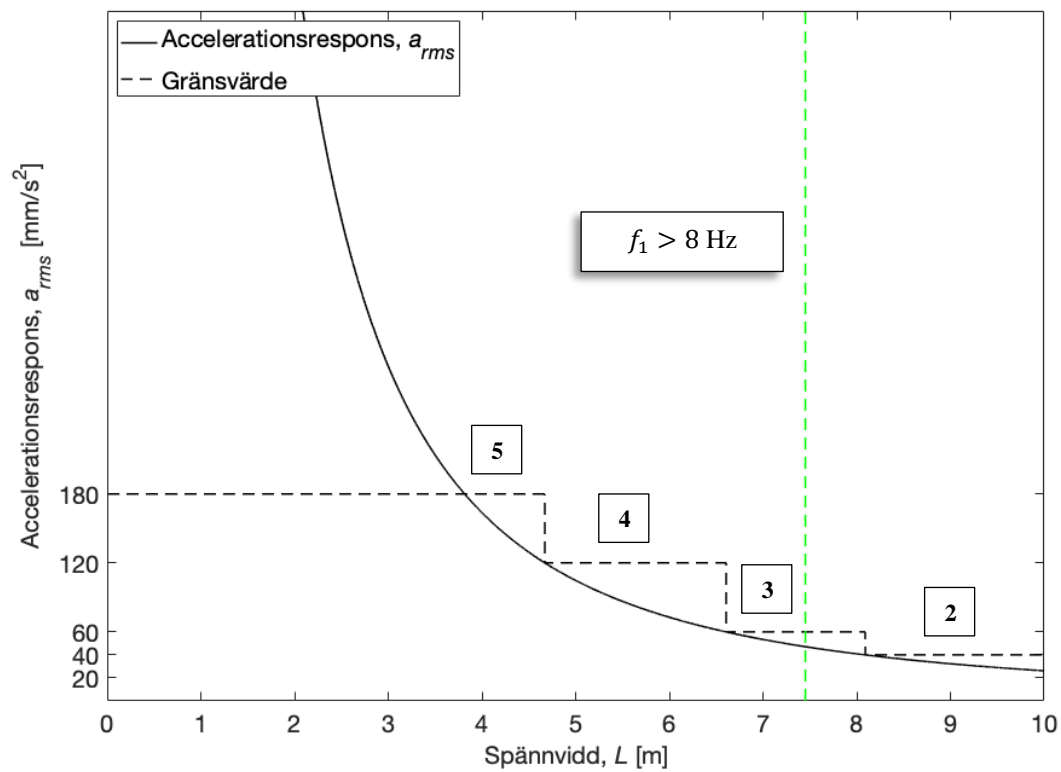
Plattbärlagets deformation ökar relativt lite fram till en viss spännvidd, där det sker en avsevärd ökning, se Figur 26. Detta beroende på betongens sprickmoment enligt ekvation 3.17. Notera även här armeringsandelens inverkan på deformationen. Deformationen överstiger gränsvärdet vid $L > 6.05$ m. Eigenfrekvens understiger 8 Hz först vid $L > 7.45$ m, se Figur 27. Enligt Figur 28 och Figur 26 är för detta bjälklag deformation korttidslast utslagsgivande vid 6.05 m. Utnyttjandegraden för moment närmar sig 1.0 men går inte över gränsen. Detta är kopplat till armeringsmängd som ökar med dimensionerande moment, se Figur 23 och Figur 25. Nedböjning för $P = 1$ kN och impulshastighetsrespons visas i Figur 29 respektive Figur 30. Dess påverkan på plattbärlaget är liten och bjälklaget klarar kraven för nivå 1 vid $L < 10$ m.



Figur 29 Nedböjning för $P = 1 \text{ kN}$ som funktion av spännvidd.



Figur 30 Impulshastighetsrespons som funktion av spännvidd.



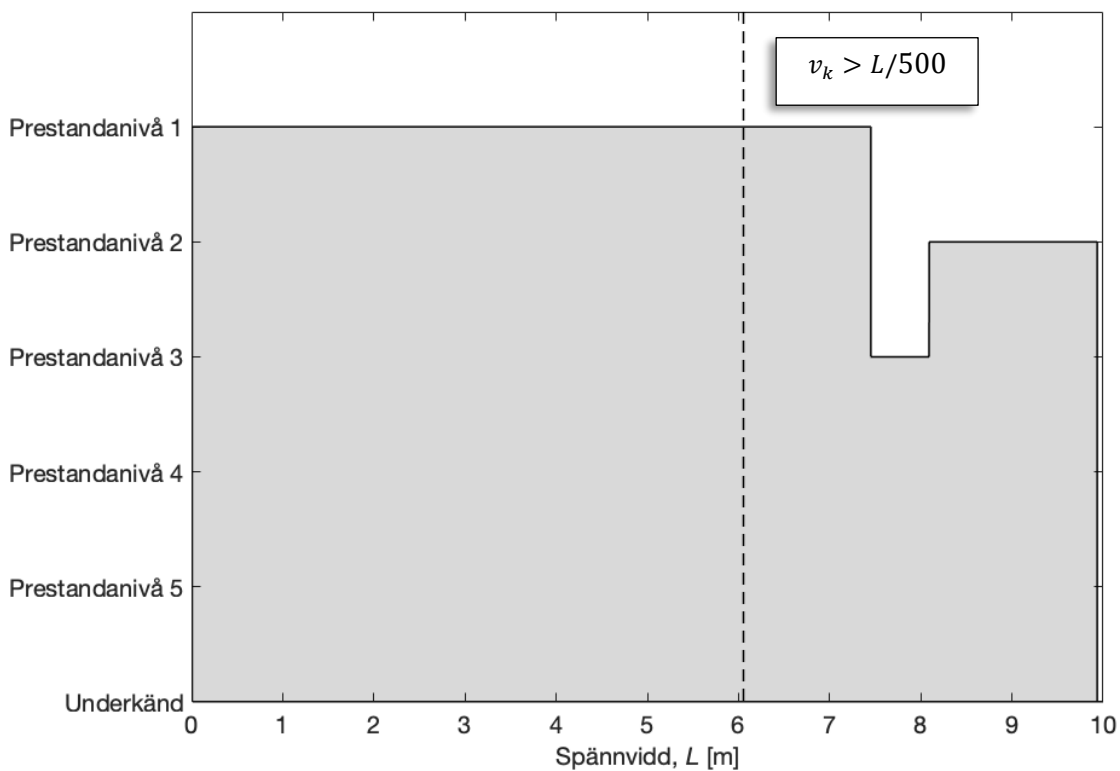
Figur 31 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

Accelerationsrespons kontrolleras när utnyttjandegraden för egenfrekvens är större än 1 vid $L > 7.45$ m. Enligt Figur 31 klarar bjälklaget prestandanivå 3 runt dessa spännvidder. Detta är av mindre betydelse då deformationen är utslagsgivande tidigare.

Tabell 13 visar utdata vid för största spännvidd, 6.05 m. Figur 32 visar erhållen prestandanivå avseende vibrationer för respektive spännvidd. Bestämning av prestandanivå sker enligt utvärdering från ändringsförslag till Eurokod 5 som är anpassad för träkonstruktioner.

Tabell 13 Utdata för 280mm, betongkvalitet C25, $\varnothing 10$ c/c 160mm med spännvidd 6.05m.

Största spännvidd	Resultat	
Spännvidd [m]	6.05	
c/c [mm]	160	
Prestandanivå	1	
Lasteffekt	Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]	52.16	53.08
Tvärkraft [kN]	34.49	115.55
Deformation korttidslast [mm]	12.00	12.10
Deformation långtidslast [mm]	19.60	20.17
Egenfrekvens [Hz]	12.14	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]	0.014	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]	0.16	0.40



Figur 32 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

4.2.3 Varierad tvärsnittsdata och spännvidd för KL-trä

Under denna del undersöks lägsta bjälklagshöjd för tre-skikt, 60 mm och högsta bjälklagshöjd, 240 mm, samt en variant på referensfallet, där skiktjockleken är anpassad för en treskiktsskiva. Vi undersöker även femskiktsskivor. Där beaktas lägsta bjälklagshöjd, 100 mm, högsta bjälklagshöjd, 400 mm med hållfasthetsklass C40, en variant på referensfallet med hållfasthetsklass C30 samt 300 mm bjälklagshöjd och hållfasthetsklass C35. Detta med syfte att uppskatta inom vilket intervall av spännvidder KL-träbjälklag är möjligt att använda.

Resultat presenteras med utnyttjandegrad, relevant vibrationsparameter samt spännvidd för respektive prestandanivå för tre och fem skikt med varierande bjälklagshöjd och hållfasthetsklass enligt Tabell 14 och Tabell 15.

Tabell 14 x avser valda parametrar för KL-trä i tre skikt.

KL-trä, tre skikt	Hållfasthetsklass					
	Tjocklek [mm]	C24	C27	C30	C35	C40
60	x					
100						
180	x					
240						x

Tabell 15 x avser valda parametrar för KL-trä i fem skikt. o avser referensfall.

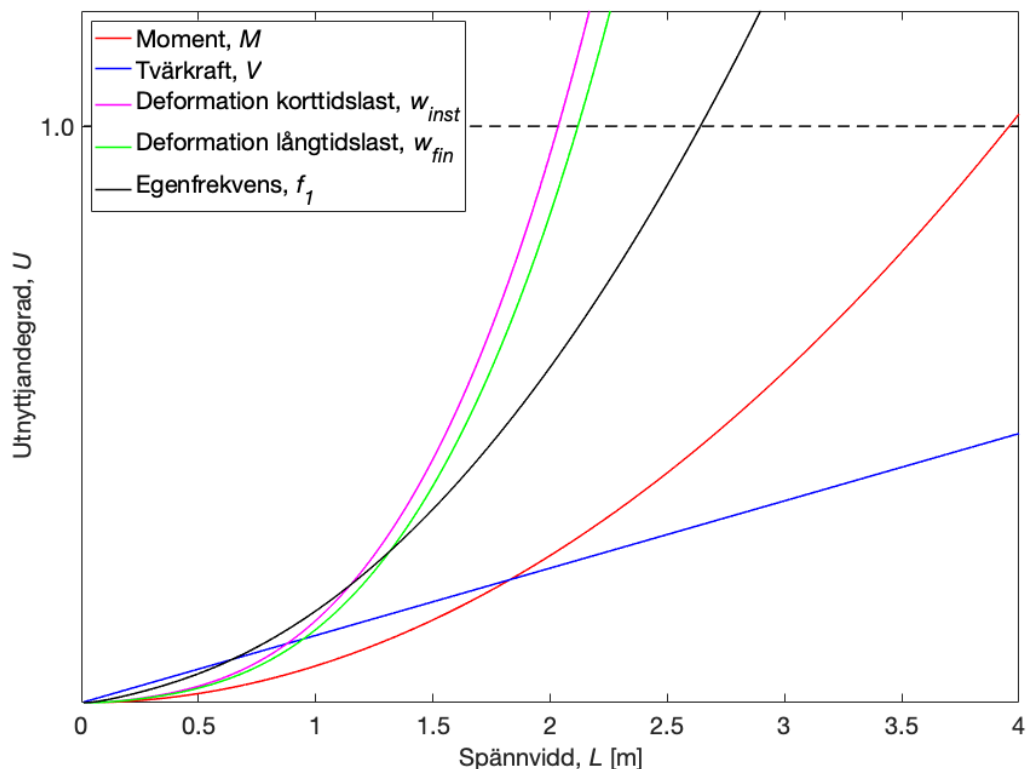
KL-trä, fem skikt	Hållfasthetsklass					
	Tjocklek [mm]	C24	C27	C30	C35	C40
60						
100	x					
180	o		x			
240						
250					x	
300						
400						x

KL-trä med tre skikt 60 mm C24

Tabell 16 visar indata för tunnast möjliga KL-träskiva och hållfasthetsklass C24.

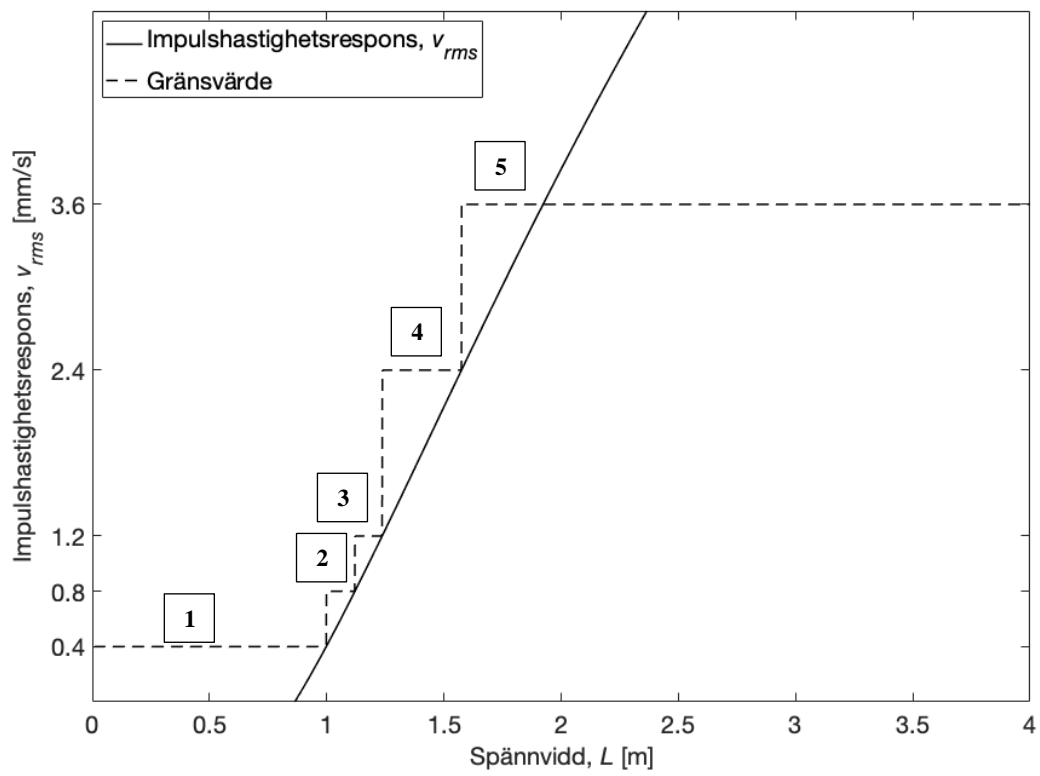
Tabell 16 Indata för 3-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 60 mm och hållfasthetsklass C24.

Parameter	Värde
Antal skikt	3
Ytterskikt [mm]	20
Mittskikt [mm]	20
Hållfasthetsklass	C24



Figur 33 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

För detta bjälklag överskrider deformation korttidslast gränsvärdet vid $L > 2.03$ m, se Figur 33. Vid kontroll av impulshastighetsrespons, se Figur 34, klarar inte bjälklaget kravet för nivå 5 vid $L > 1.92$ m.

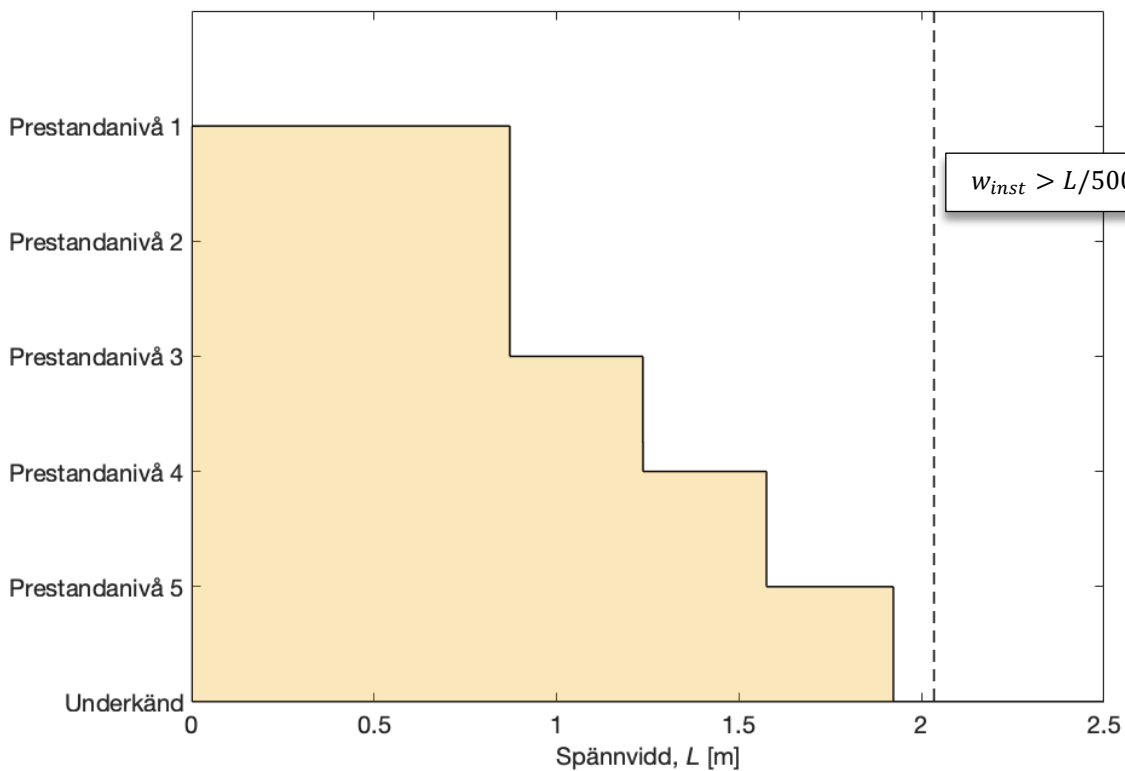


Figur 34 Impulshastighetsrespons som funktion av spännvidd.

Tabell 17 visar utdata för 3-skiktsskiva med bjälklagshöjd 60 mm, hållfasthetsklass C24 och för största spännvidd, med impulshastighetsrespons som utslagsgivande lasteffekt. Spännvidd för olika prestandanivåer ges i Figur 35.

Tabell 17 Utdata 3-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 60 mm, hållfasthetsklass C24.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		1.92	
Prestandanivå		5	
Lasteffekt			
		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		2.09	8.87
Tvärkraft [kN]		4.35	19.41
Deformation korttidslast [mm]		3.25	3.84
Deformation långtidslast [mm]		4.83	6.40
Egenfrekvens [Hz]		14.87	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		1.01	1.5
Hastighetsrespons [mm/s]		3.59	3.60



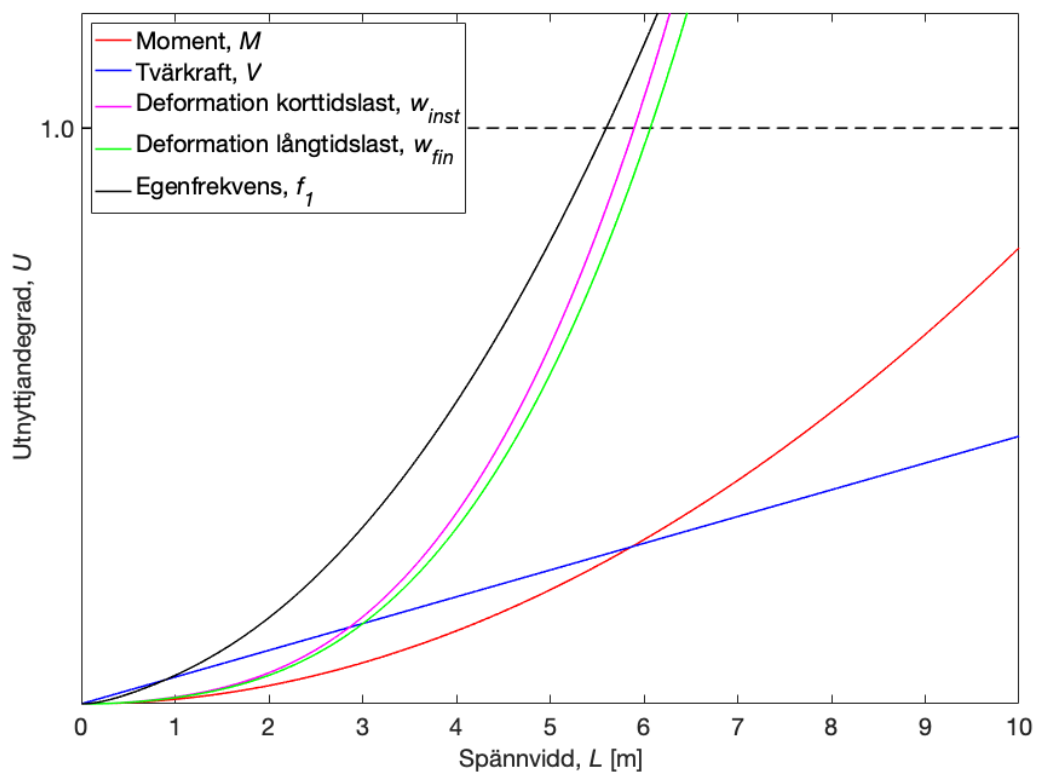
Figur 35 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

KL-trä med tre skikt 180 mm C24

Tabell 18 visar indata för 3-skiktsskiva med bjälklagshöjd och hållfasthetsklass från referensfall.

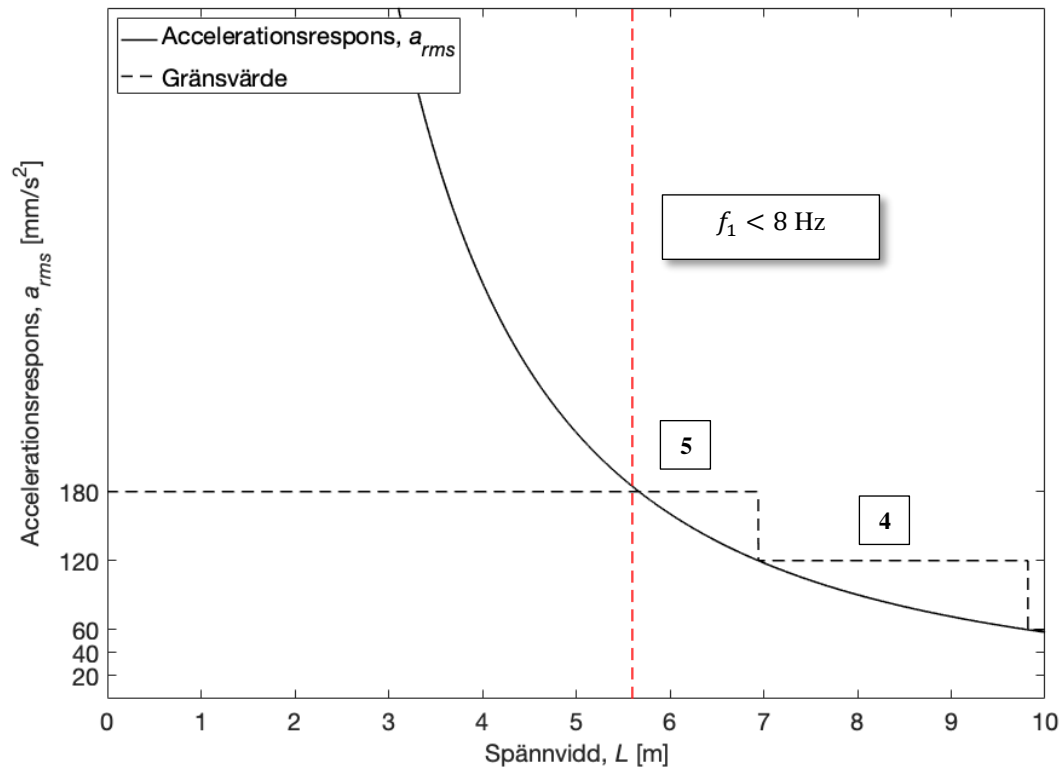
Tabell 18 Indata för 3-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 180 mm och hållfasthetsklass C24.

Parameter	Värde
Antal skikt	3
Ytterskikt [mm]	70
Mittskikt [mm]	40
Hållfasthetsklass	C24



Figur 36 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

Deformation korttidslast överstiger gränsvärde vid $L > 5.89$ m, se Figur 36. Accelerationsrespons kontrolleras för $5.59 < L < 5.89$ m.



Figur 37 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

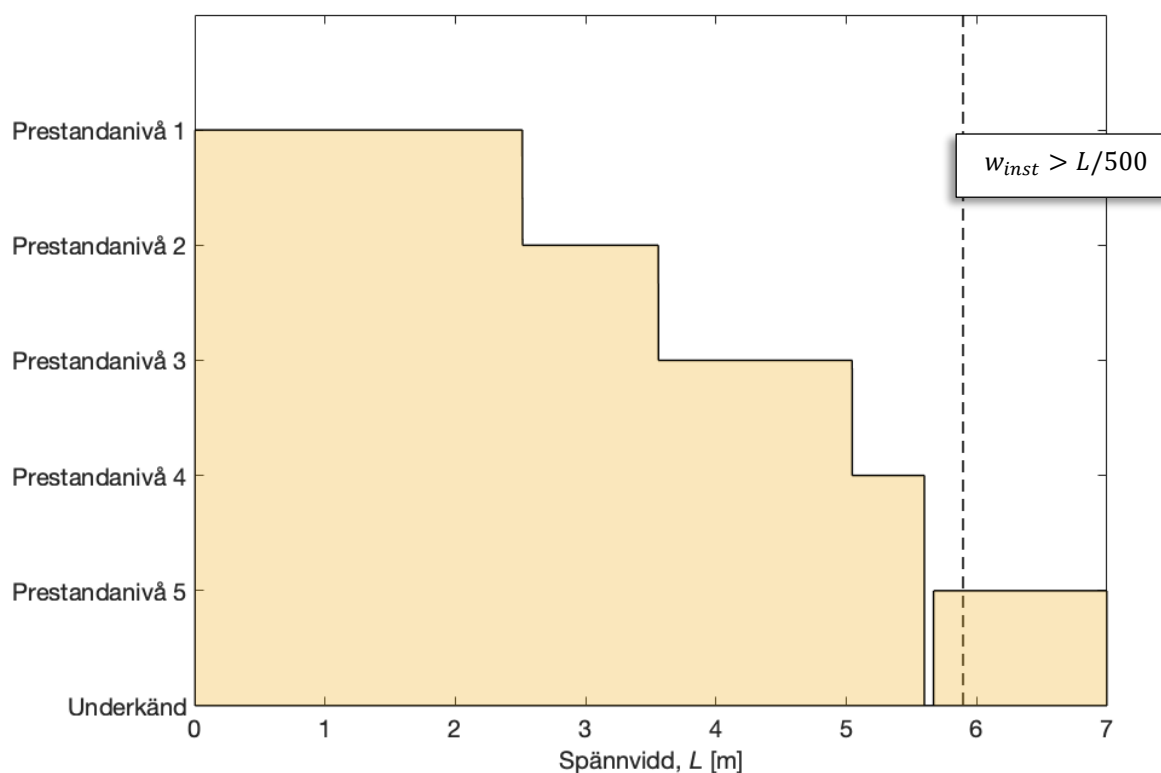
Enligt Figur 37 är accelerationsrespons godkänd vid $L > 5.66$ m. Denna uppbyggnad klarar alltså större spännvidd än referensfallet. Då förhållandet mellan skiktjocklek i och vinkelrätt bärriktningen skiljer sig något är resultatet förväntat.

Tabell 19 visar utdata för största spännvidd. Spännvidd för olika prestandanivåer ges i Figur 38.

Tabell 19 Utdata 3-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 180 mm, hållfasthetsklass C24.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		5.89 ^{*)}	
Prestandanivå		5	
Lasteffekt			
Moment [kNm]		22.54	82.03
Tvärkraft [kN]		15.31	55.93
Deformation korttidslast [mm]		11.74	11.78
Deformation långtidslast [mm]		18.02	19.63
Egenfrekvens [Hz]		7.25	4.50
Accelerationsrespons [mm/s ²]		168.0	180.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.46	0.50
Hastighetsrespons [m/s]		1.38	2.40

^{*)} I intervallet $5.60 \leq L \leq 5.66$ uppfyller bjälklaget inte krav på accelerationsrespons.



Figur 38 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

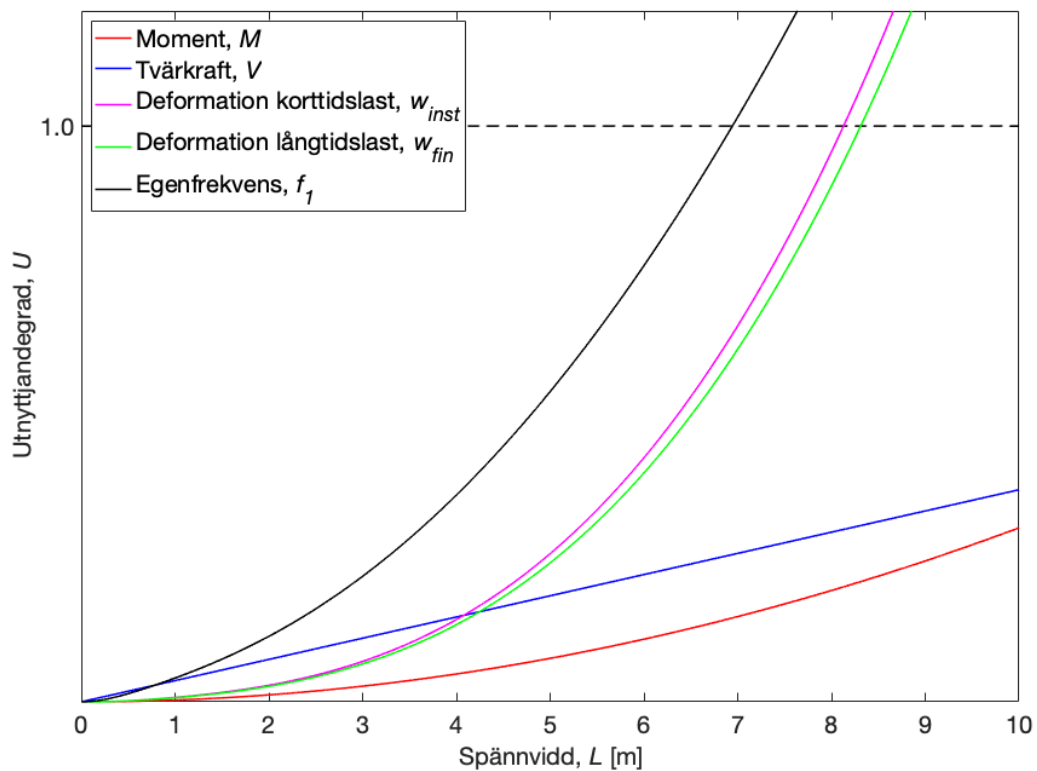
Notera intervallet $5.60 \leq L \leq 5.66$ där egenfrekvens understiger 8 Hz och accelerationsrespons överstiger gränsvärde för prestandanivå 5 och bjälklaget är underkänt.

KL-trä med tre skikt 240 mm C40

Tabell 20 visar indata för 3-skiktsskiva med skiktjocklek 80 mm och hållfasthetsklass C40. Bjälklagshöjden är 240 mm. Detta är en ovanlig uppbyggnad men undersöks för att uppskatta inom vilket intervall av spännvidder 3-skiktsskivor kan användas.

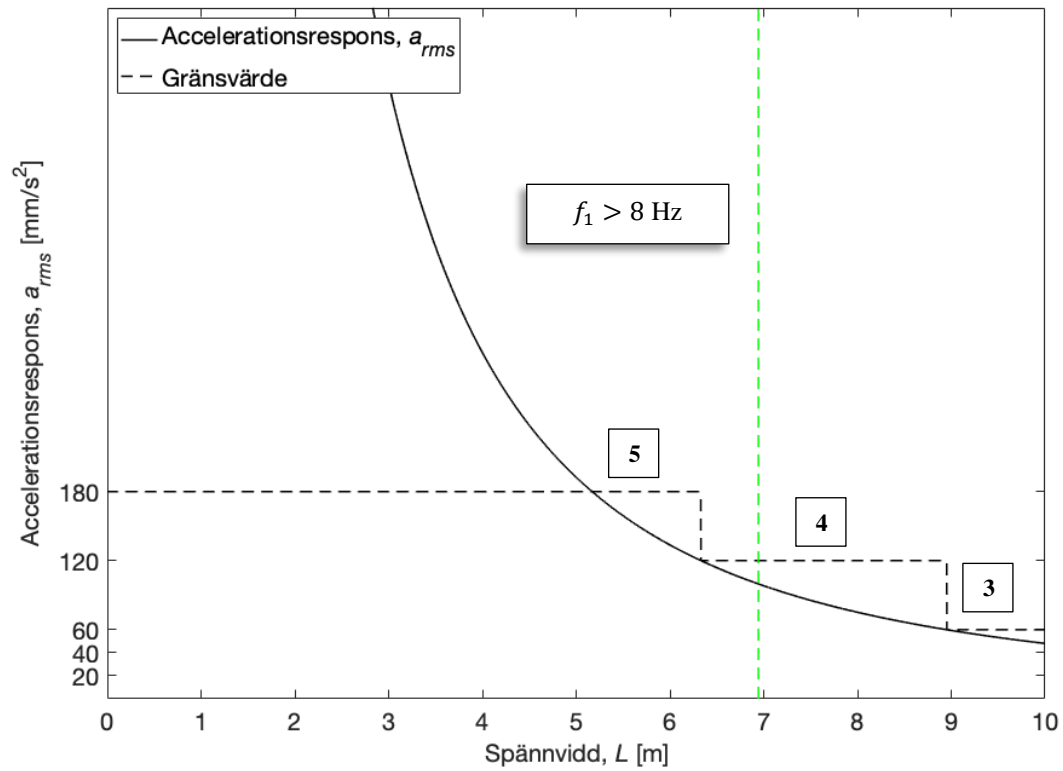
Tabell 20 Indata för 3-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 240 mm och hållfasthetsklass C40.

Parameter	Värde
Antal skikt	3
Ytterskikt [mm]	80
Mittskikt [mm]	80
Hållfasthetsklass	C40



Figur 39 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

För detta bjälklag kontrolleras accelerationsrespons vid $6.94 \text{ m} < L < 8.13 \text{ m}$ där egenfrekvens understiger 8 Hz och deformation godkänd, se Figur 39.



Figur 40 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

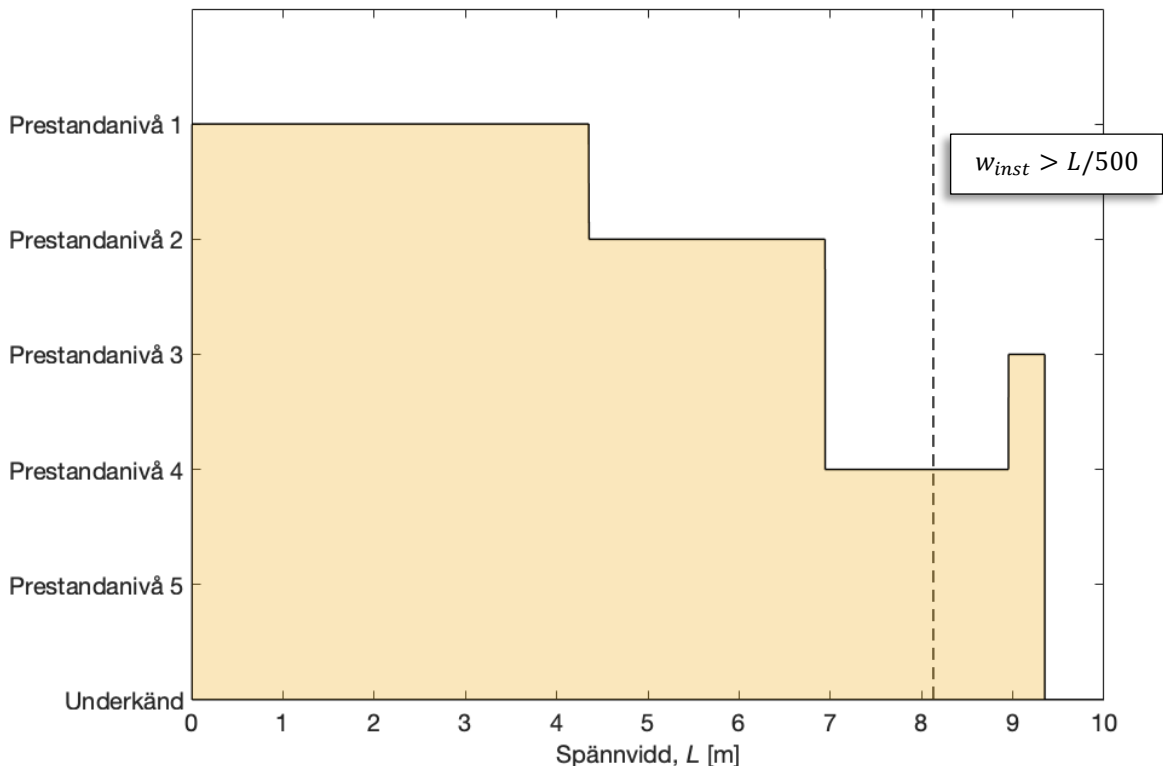
Vid $L > 5.15$ m klarar bjälklaget kraven för accelerationsrespons, se Figur 40. Alltså är deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 8.12$ m.

Tabell 21 visar utdata för största spännvidd. Spännvidd för olika prestandanivåer ges i Figur 41.

Tabell 21 Utdata 3-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 240 mm, hållfasthetsklass C40.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]	8.12		
Prestandanivå	4		
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]	47.15	236.66	
Tvärkraft [kN]	22.23	77.65	
Deformation korttidslast [mm]	16.19	16.24	
Deformation långtidslast [mm]	25.31	27.07	
Egenfrekvens [Hz]	5.92	4.5	
Accelerationsrespons [mm/s^2]	73.0	120.0	
Nedböjning $P = 1 \text{ kN}$ [mm]	0.22	0.25	
Hastighetsrespons [mm/s]	0.72	0.80	

Vid jämförelse av Tabell 17 och Tabell 21 kan utläsas att största spännvidd för ett treskikts KL-träbjälklag förekommer inom intervallet 1.92 m och 8.13 m.



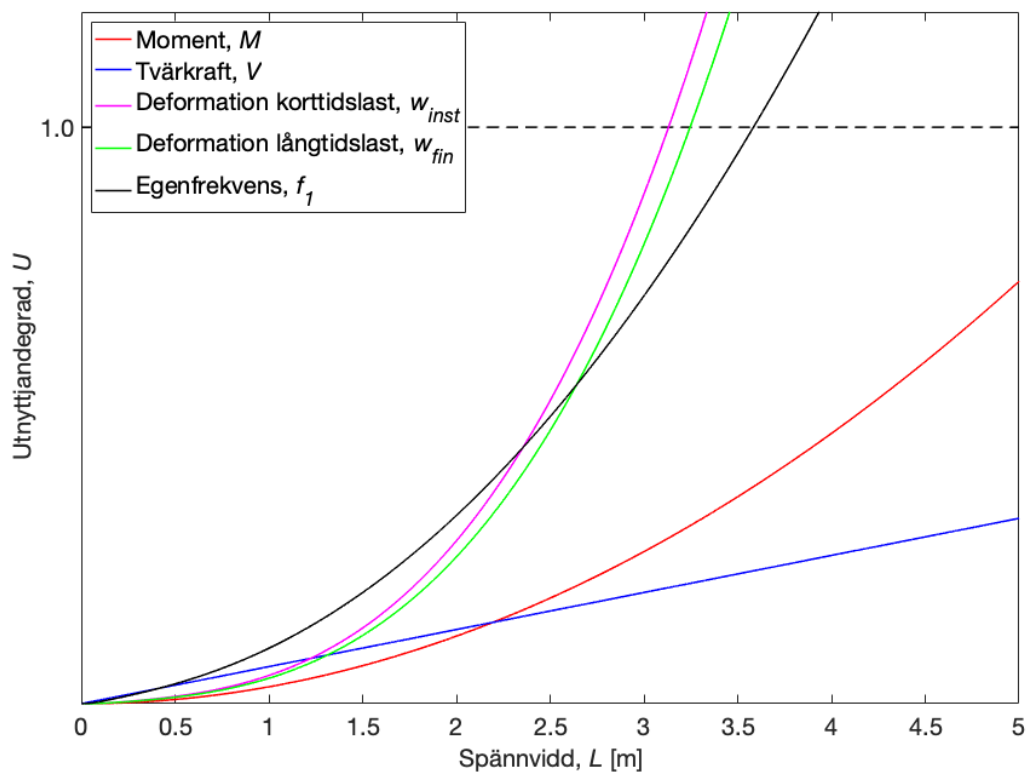
Figur 41 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

KL-trä med fem skikt 100 mm C24

Tabell 22 visar indata för tunnast möjliga KL-träskiva i fem skikt och hållfasthetsklass C24. Bjälklagshöjden är 100 mm.

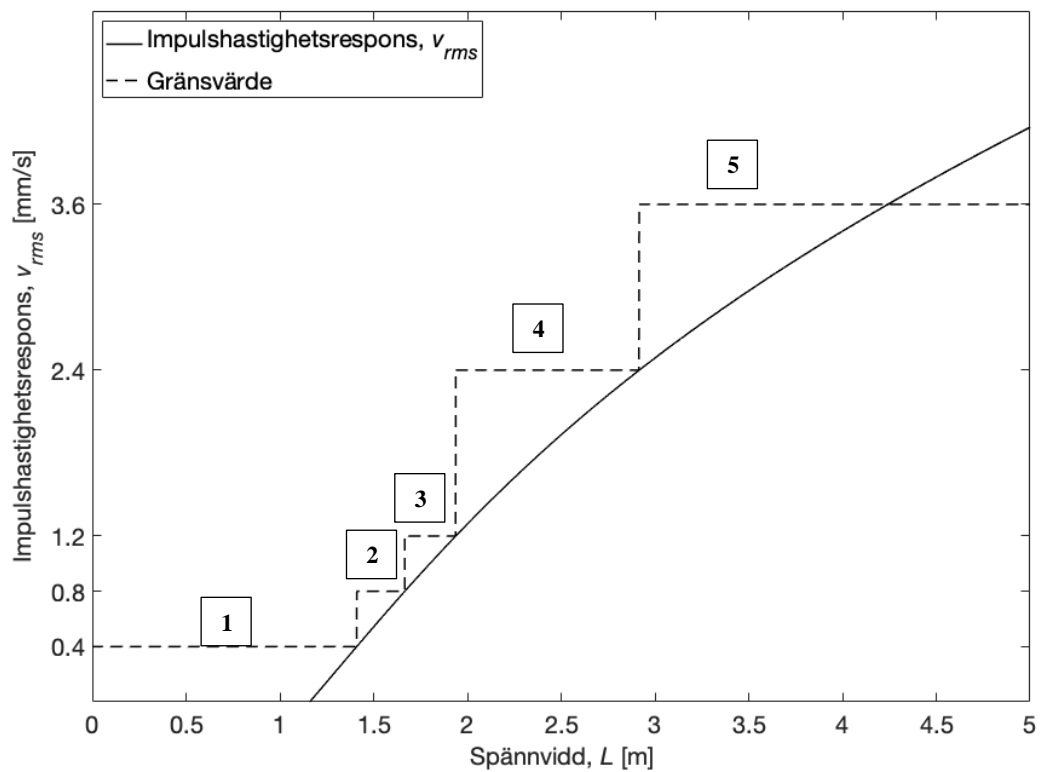
Tabell 22 Indata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 100 mm och hållfasthetsklass C24.

Parameter	Värde
Antal skikt	5
Ytterskikt [mm]	20
Tvärskikt [mm]	20
Mittskikt [mm]	20
Hållfasthetsklass	C24

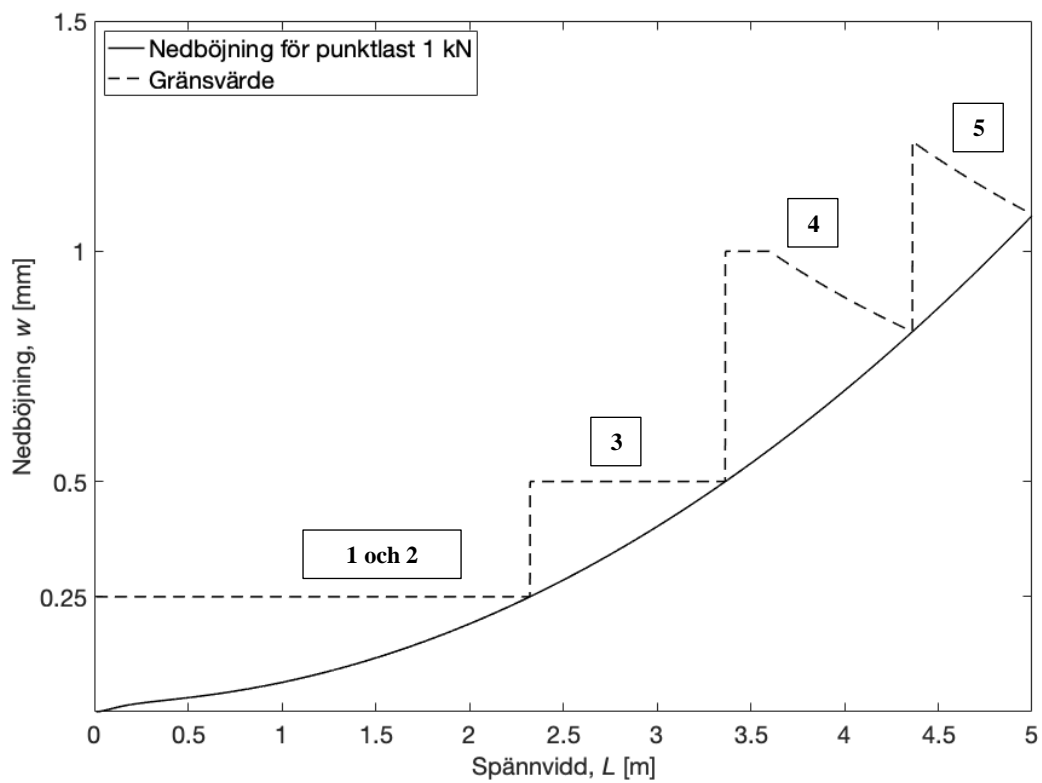


Figur 42 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

Från Figur 42 utläses att deformation korttidslast överstiger gränsvärde vid $L > 3.13$ m. Figur 43 och Figur 44 visar hur spännvidden påverkar impulshastighetsrespons respektive nedböjning för $P = 1$ kN för erhållen prestandanivå. I detta fall kan utläsas att impulshastighetsrespons är styrande.



Figur 43 Impulshastighetsrespons som funktion av spännvidd.

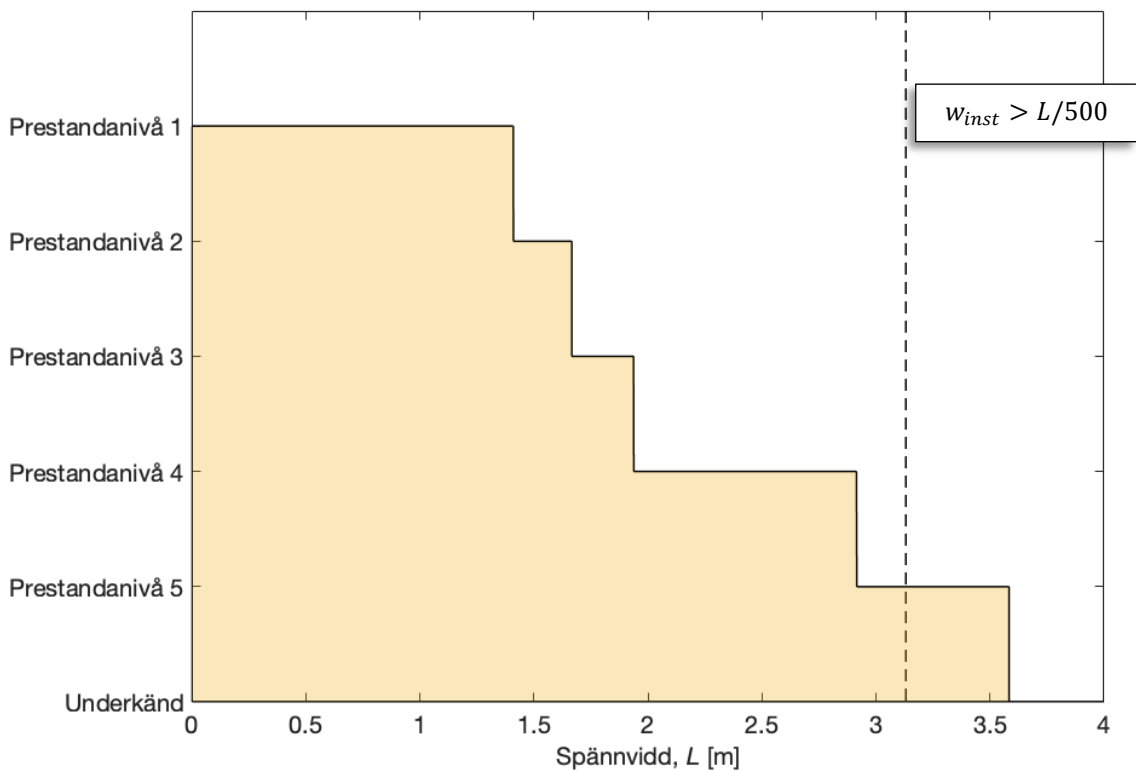


Figur 44 Nedböjning för $P = 1$ kN som funktion av spännvidd.

Tabell 23 visar utdata för största spännvidd. Spännvidd för olika prestandanivåer ges i Figur 45.

Tabell 23 Utdata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 100 mm, hållfasthetsklass C24 och spännvidd 3.13 m.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		3.13	
Prestandanivå		5	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		5.82	20.28
Tvärkraft [kN]		7.44	36.96
Deformation korttid [mm]		6.25	6.26
Deformation långtid [mm]		9.39	10.43
Egenfrekvens [Hz]		10.42	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.44	0.5
Hastighetsrespons [mm/s]		2.60	3.60



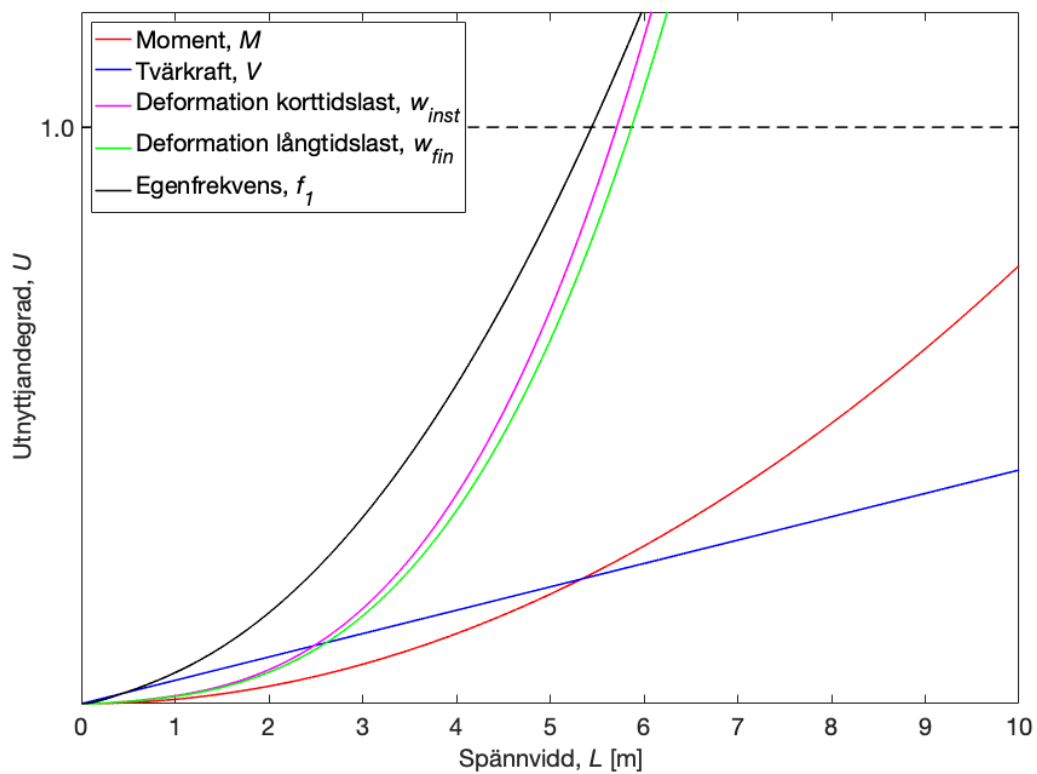
Figur 45 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

KL-trä med fem skikt 180 mm C30

Tabell 24 visar indata för 5-skiktsskiva med skiktjocklek från referensfall och hållfasthetsklass C30. Bjälklagshöjden är 180 mm.

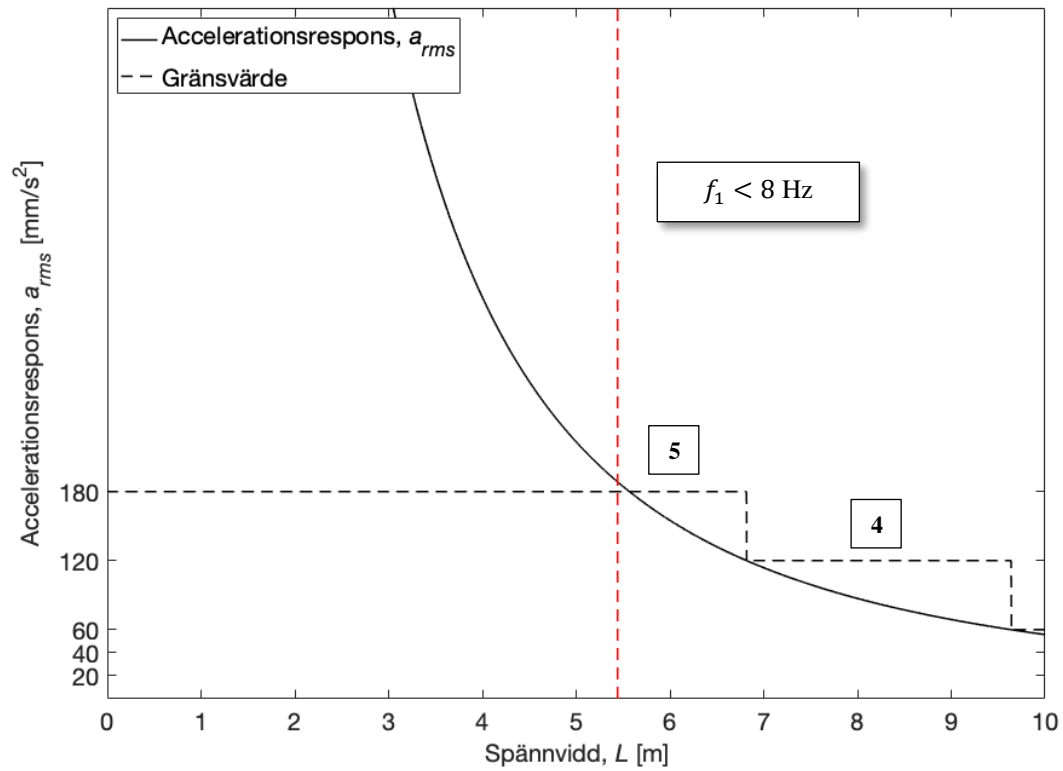
Tabell 24 Indata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 180 mm och hållfasthetsklass C30.

Parameter	Värde
Antal skikt	5
Ytterskikt [mm]	40
Tvärskikt [mm]	30
Mittskikt [mm]	40
Hållfasthetsklass	C30



Figur 46 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

För detta bjälklag kontrolleras accelerationsrespons vid $5.44 \text{ m} < L < 5.71 \text{ m}$ där egenfrekvens är under 8 Hz och deformation godkänd, se Figur 46.



Figur 47 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

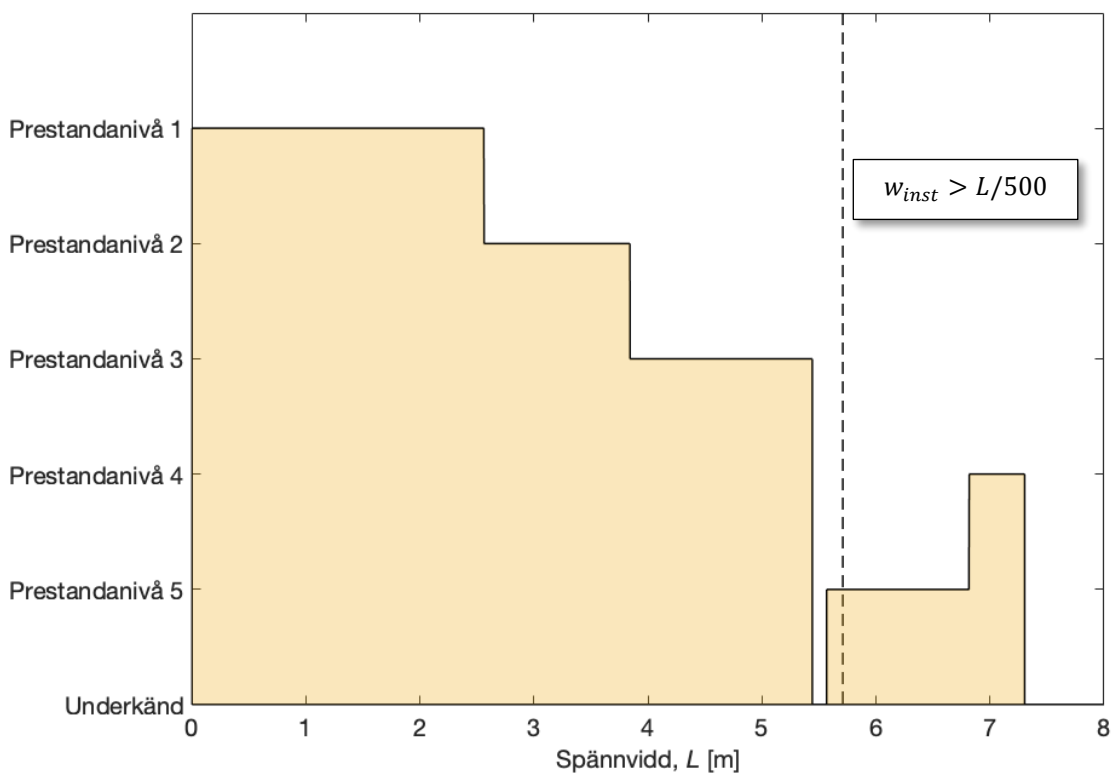
Vid $L > 5.56$ m klarar bjälklaget kraven för accelerationsrespons, se Figur 47. Alltså är deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 5.70$ m.

Tabell 25 visar utdata för största spännvidd. Figur 48 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 25 Utdata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 180 mm, hållfasthetsklass C30.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		5.70	
Prestandanivå		5	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		21.50	87.04
Tvärkraft [kN]		15.09	65.28
Deformation korttidslast [mm]		11.35	11.40
Deformation långtidslast [mm]		17.47	19.00
Egenfrekvens [Hz]		7.31	4.5
Accelerationsrespons [mm/s ²]		172.0	180.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.23	0.25
Hastighetsrespons [mm/s]		1.19	1.20

*) I intervallet $5.44 \leq L \leq 5.57$ uppfyller bjälklaget inte krav på accelerationsrespons.



Figur 48 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

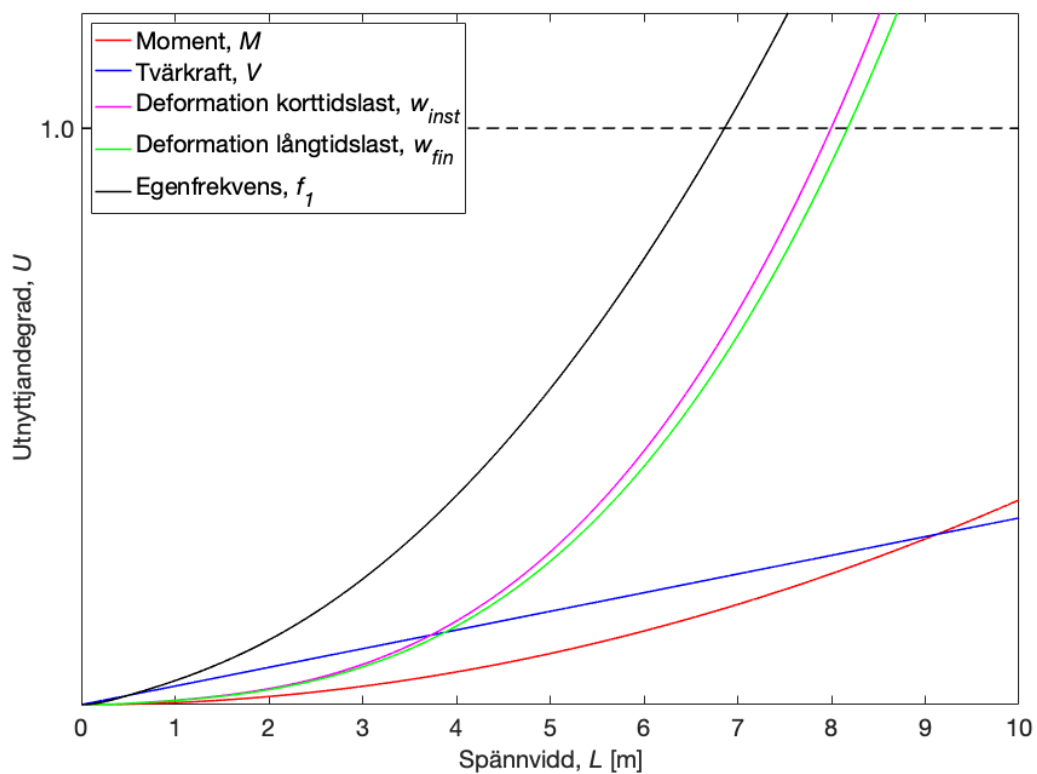
Notera intervallet $5.44 \leq L \leq 5.57$ m där egenfrekvensen understiger 8 Hz och accelerationsresponsen överstiger gränsvärde för prestandanivå 5 vilket gör att bjälklaget blir underkänt.

KL-trä med fem skikt 250 mm C35

Tabell 26 visar indata för 5-skiktsskiva med bjälklagshöjd 250 mm och hållfasthetsklass C35.

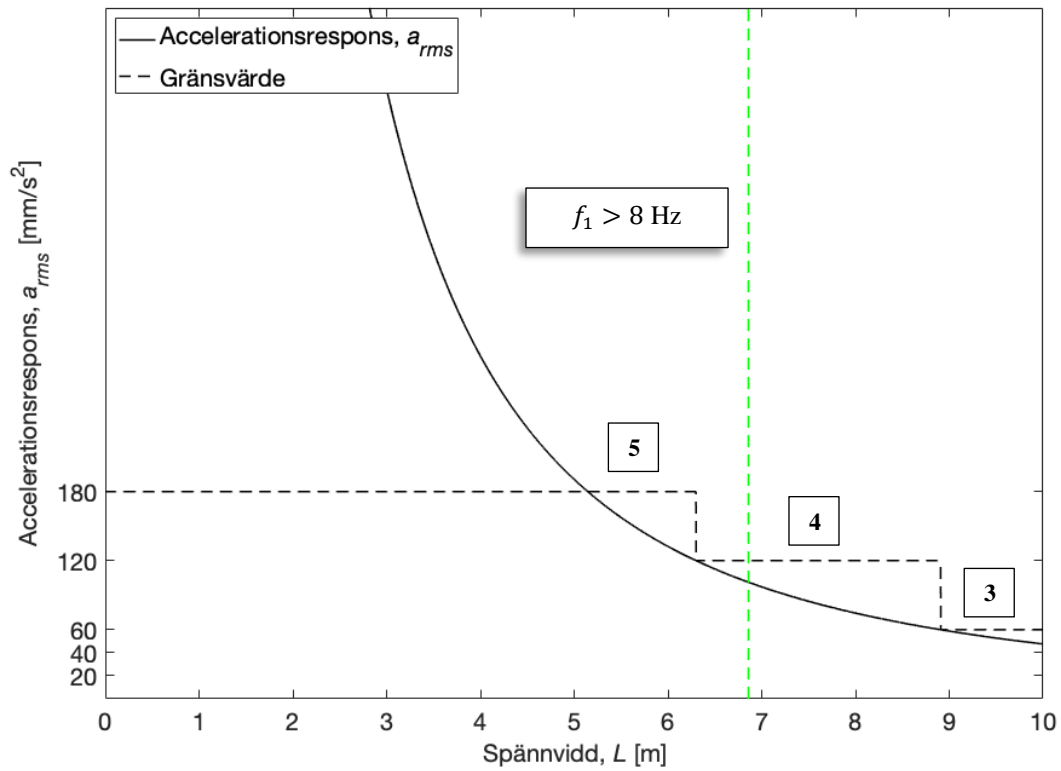
Tabell 26 Indata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 250 mm och hållfasthetsklass C35.

Parameter	Värde
Antal skikt	5
Ytterskikt [mm]	60
Tvärskikt [mm]	40
Mittskikt [mm]	50
Hållfasthetsklass	C35



Figur 49 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

Från Figur 49 och Figur 50 kan utläsas att accelerationsrespons understiger gränsvärde för prestandanivå 5 vid $L > 6.85$ m då egenfrekvensen är under 8 Hz. Alltså är deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 7.99$ m.

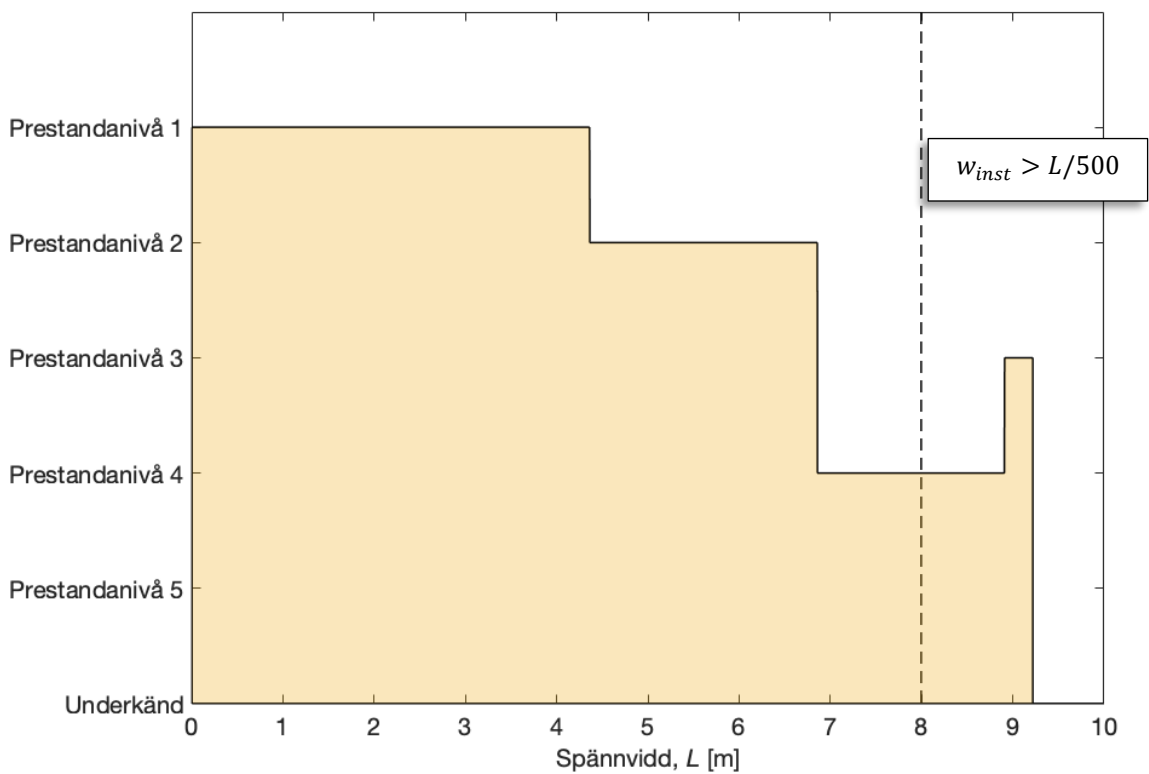


Figur 50 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

Tabell 27 visar utdata för största spännvidd. Figur 51 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 27 Utdata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 250 mm och hållfasthetsklass C35.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		7.99	
Prestandanivå		4	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		45.89	202.39
Tvärkraft [kN]		22.96	88.77
Deformation korttidslast [mm]		15.95	15.98
Deformation långtidslast [mm]		24.96	26.63
Egenfrekvens [Hz]		5.95	4.5
Accelerationsrespons [mm/s ²]		75.0	120.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.160	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		0.71	0.80



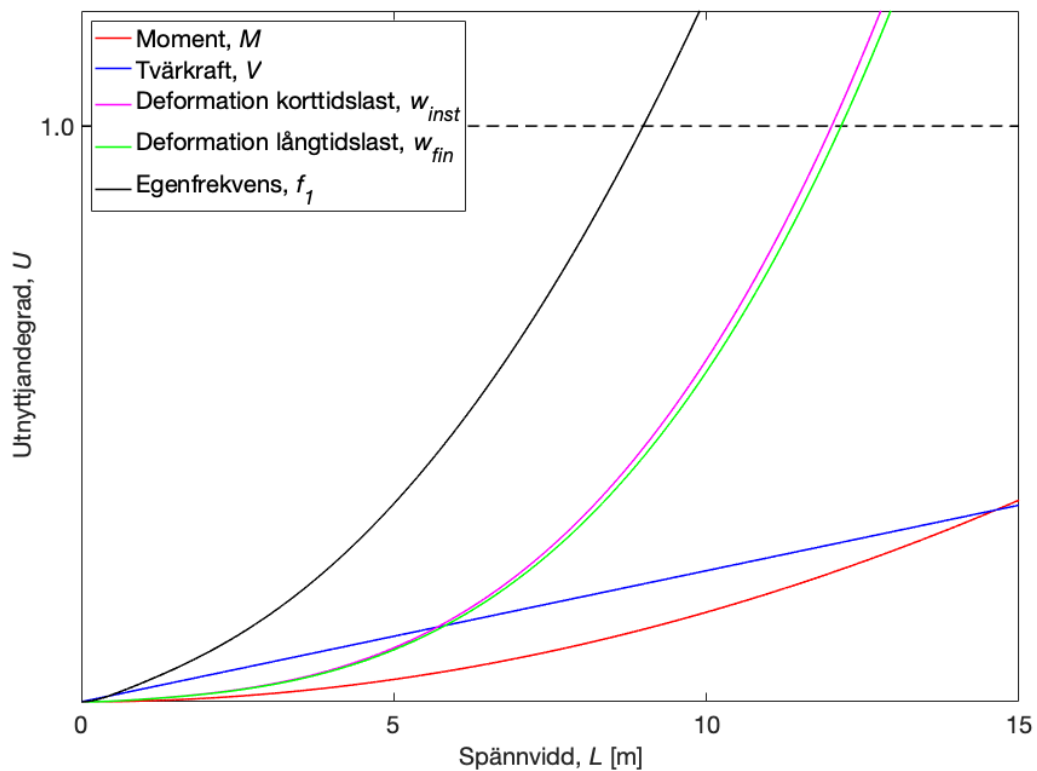
Figur 51 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

KL-trä med fem skikt 400 mm C40

Tabell 28 visar indata för 5-skiktsskiva med skiktjocklek 80 mm och hållfasthetsklass C40. Bjälklagshöjden är 400 mm. Detta är en ovanlig uppbyggnad men undersöks för att uppskatta inom vilket intervall av spännvidder 5-skiktsskivor kan användas.

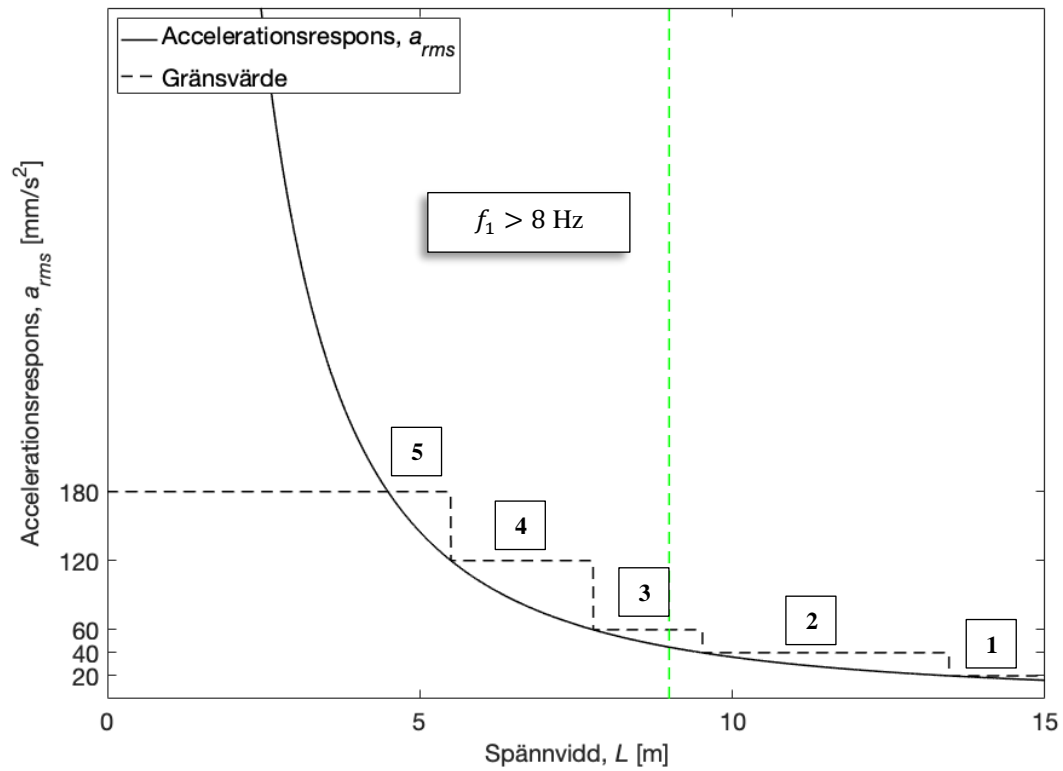
Tabell 28 Indata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 400 mm och hållfasthetsklass C40.

Parameter	Värde
Antal skikt	5
Ytterskikt [mm]	80
Tvärskikt [mm]	80
Mittskikt [mm]	80
Hållfasthetsklass	C40



Figur 52 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

För detta bjälklag kontrolleras accelerationsrespons vid $8.98 \text{ m} < L < 12.01 \text{ m}$ där egenfrekvens är under 8 Hz och deformation godkänd, se Figur 52.



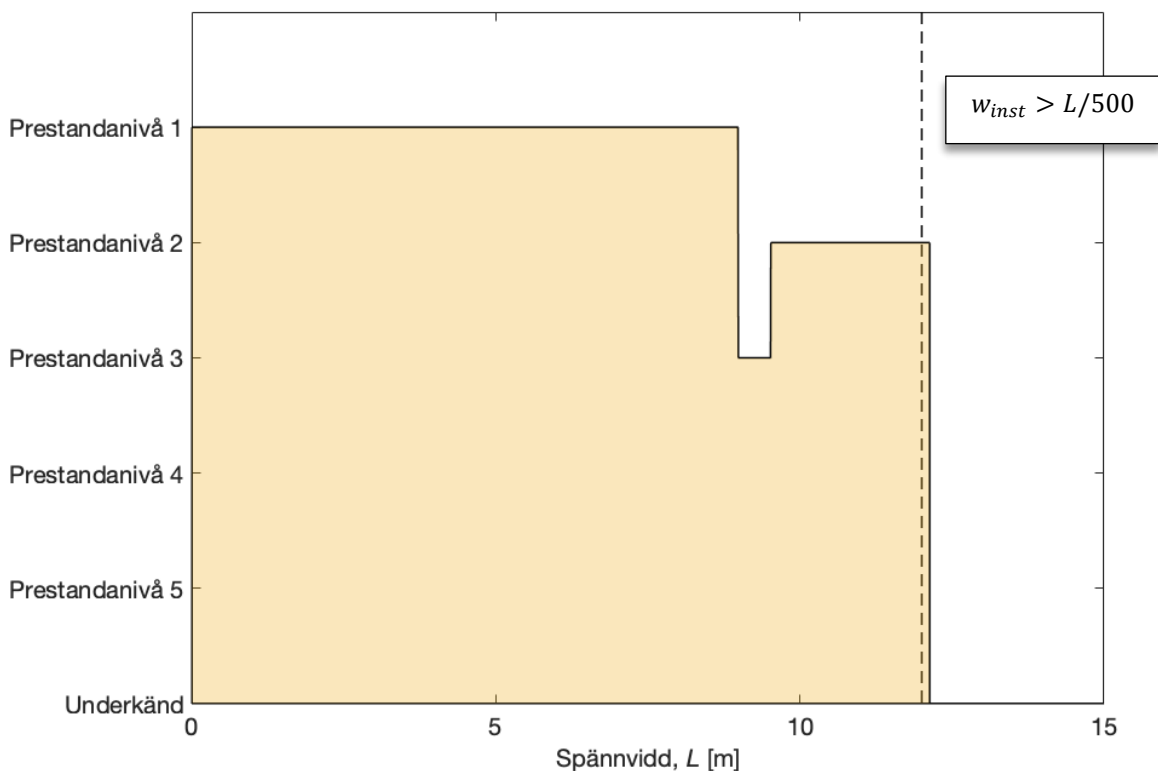
Figur 53 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

Vid $L > 4.8$ m klarar bjälklaget kraven för accelerationsrespons, se Figur 52. Alltså är deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 12$ m.

Tabell 29 visar utdata för största spännvidd. Figur 54 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 29 Utdata för 5-skikt KL-trä med bjälklagshöjd 400 mm och hållfasthetsklass C40.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		12	
Prestandanivå		2	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		121.22	540.67
Tvärkraft [kN]		40.41	147.84
Deformation korttidslast [mm]		23.98	24.00
Deformation långtidslast [mm]		38.56	40.00
Egenfrekvens [Hz]		4.6	4.5
Accelerationsrespons [mm/s ²]		25.0	40.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.079	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		0.35	0.40



Figur 54 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

Notera att bjälklagets egenfrekvens understiger 4.5 Hz för spännvidder strax över 12 m. Vid ett mindre hårt krav på deformationer hade bjälklaget alltså ändå blivit underkänt. Jämförelse av Tabell 23 och Tabell 29 ger att största spännvidd för ett femskikt KL-träbjälklag för de undersökta fallen ligger inom intervallet 3.13 m och 12 m.

4.2.4 Varierad tvärsnittsdata och spännvidd för plattbärlag

Med samma princip som avsnitt 4.2.3 undersöks plattbärlag med pågjutning till bjälklagshöjd 60 – 400 mm samt variationer i betongkvalitet och armeringsdiameter enligt Tabell 30. Slutligen undersöks ett bjälklag med minsta möjliga c/c. Resultat presenteras med utnyttjandegrad, relevant vibrationsparameter samt största spännvidd för respektive bjälklag och prestandanivå.

Tabell 30 x avser valda parametrar för plattbärlag. o avser referensfall.

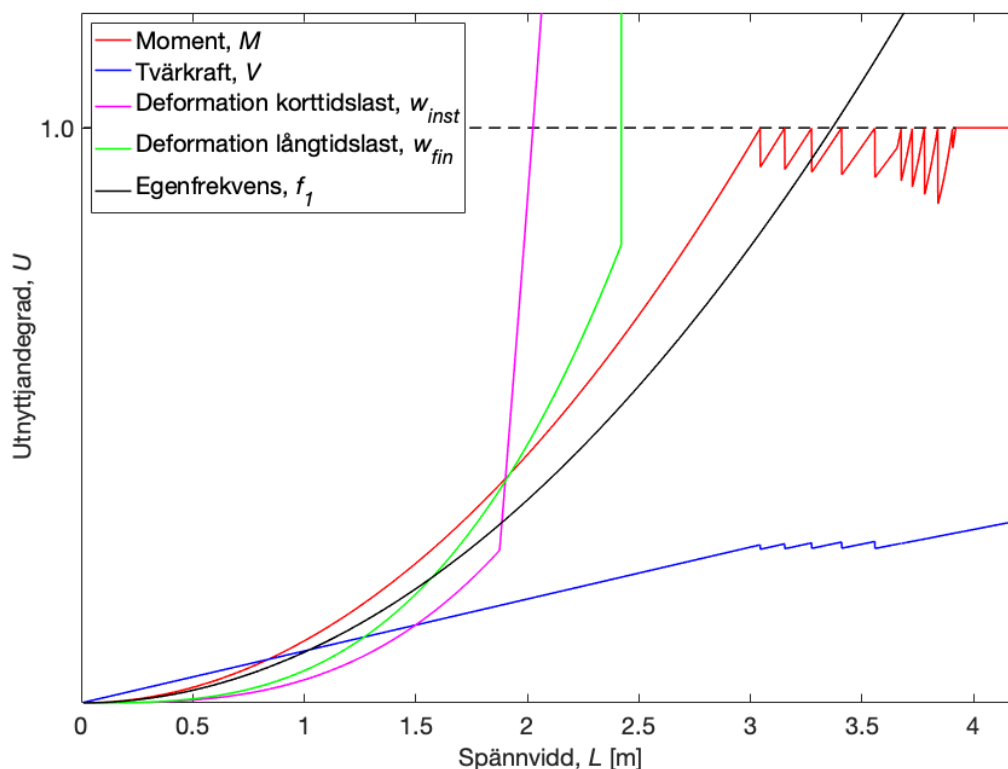
Plattbärlag Tjocklek, \emptyset [mm]	Betongkvalitet					
	C25	C30	C35	C40	C45	C50
60, 8	x					
100, 8		x				
180, -						
240, -						
250, -						
280, 10	o					
300, 12			x			
400, 12						x

Plattbärlag med 60 mm, Ø8 och C25

Tabell 31 visar indata för 60 mm plattbärlag.

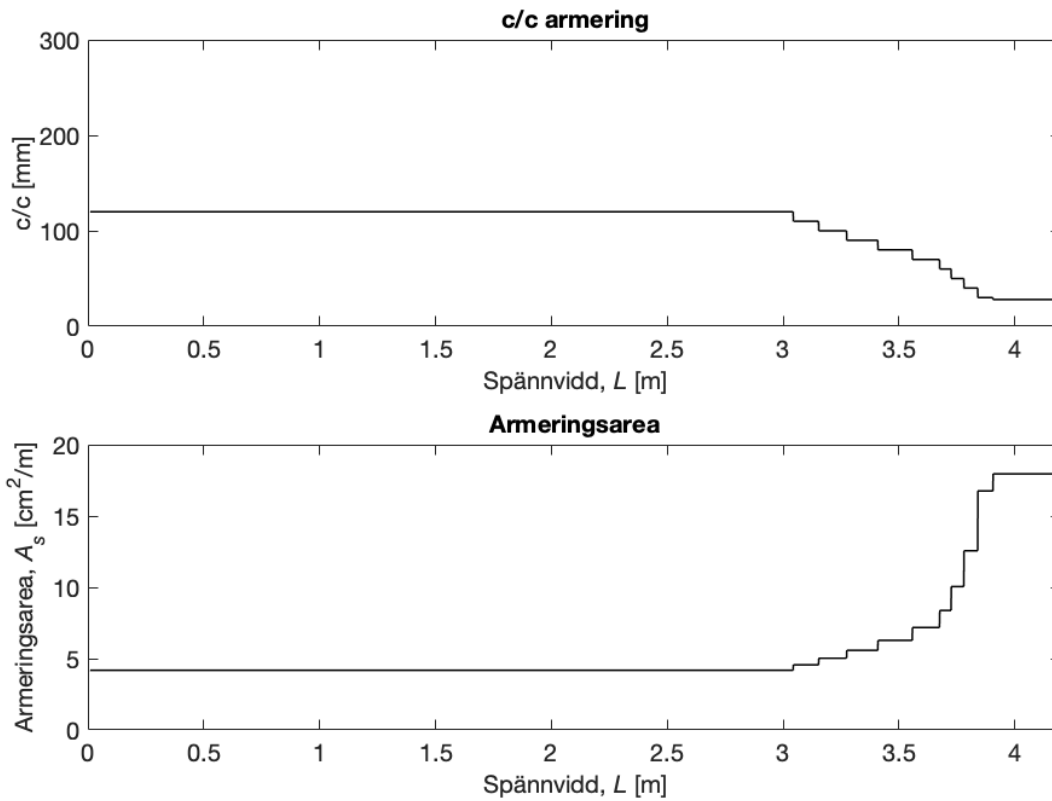
Tabell 31 Indata för 60mm plattbärlag, Ø8.

Parameter	Värde
Bjälklagshöjd [mm]	60
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	20
Armeringsdiameter [mm]	8
Betongkvalitet	C25

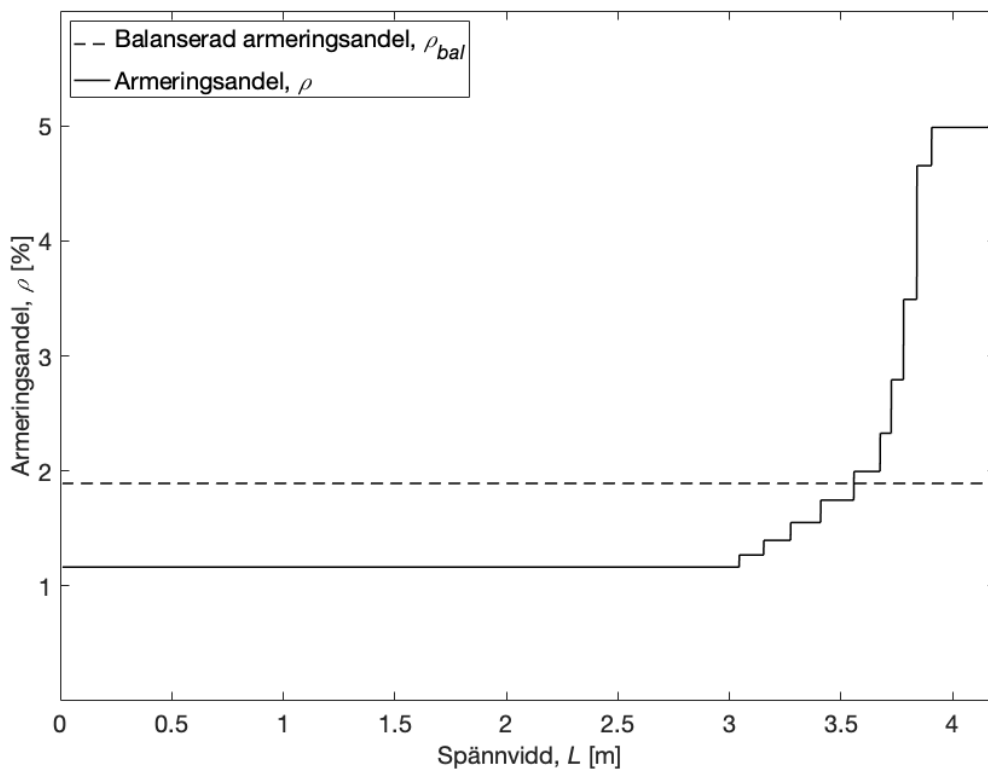


Figur 55 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

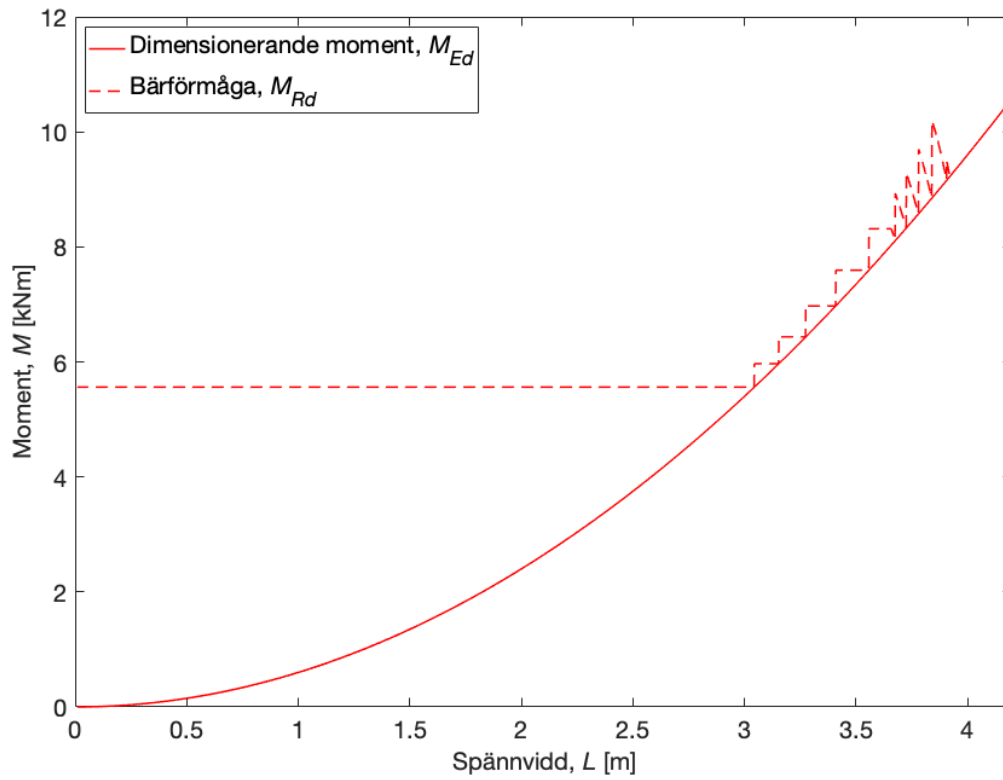
Notera utnyttjandegraden för moment vid $L > 3.6$ m i Figur 55 där kurvan indikerar att tvärsnittet är överarmerat. Figur 56 visar c/c och armeringsarea vid ökande spännvidd. Enligt Figur 57 kan utläsas att $\rho > \rho_{bal}$ vid $L > 3.6$ m och att stålet inte flyter. Ett överarmerat tvärsnitt, när bärförmågan överskrids, kan leda till sprött brott vilket bör undvikas. Observera spännvidderna strax under brottmoment i Figur 58 där bärförmågans kurva indikerar att stålet inte flyter. För detta bjälklag är deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 2.02$ m där stålet fortfarande flyter, se Figur 55. Kontroll av impulshastighetsrespons enligt Figur 59 ger prestandanivå 5.



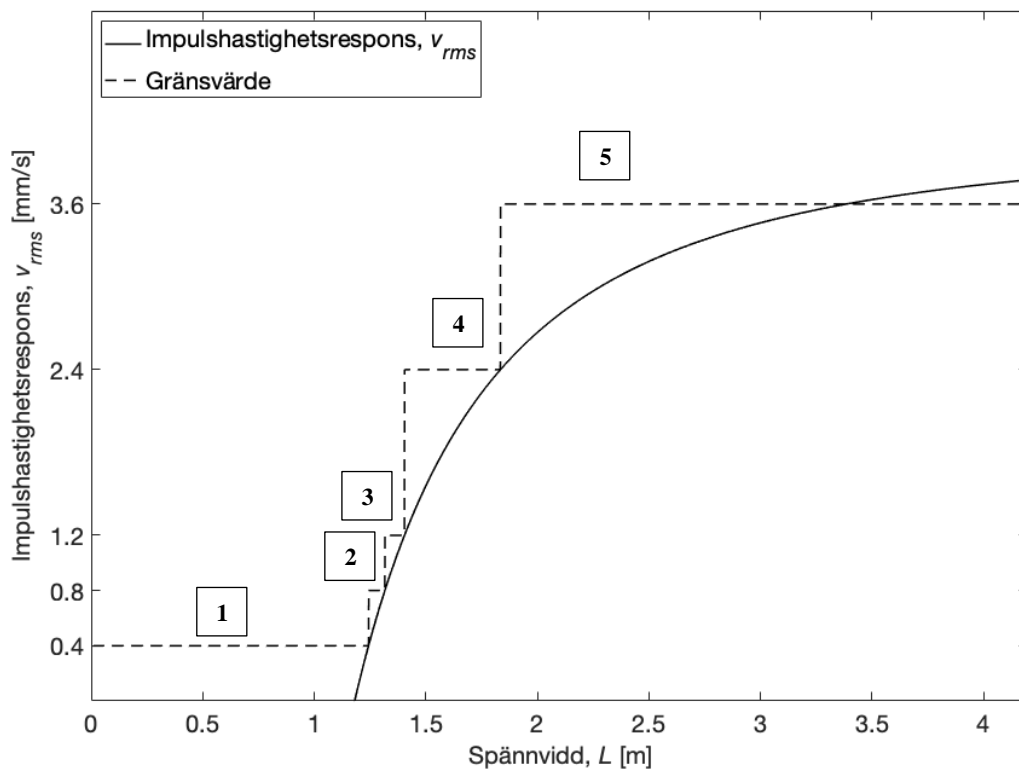
Figur 56 c/c armering och armeringsarea som funktion av spännvidd.



Figur 57 Armeringsandel som funktion av spännvidd.



Figur 58 Moment som funktion av spännvidd.

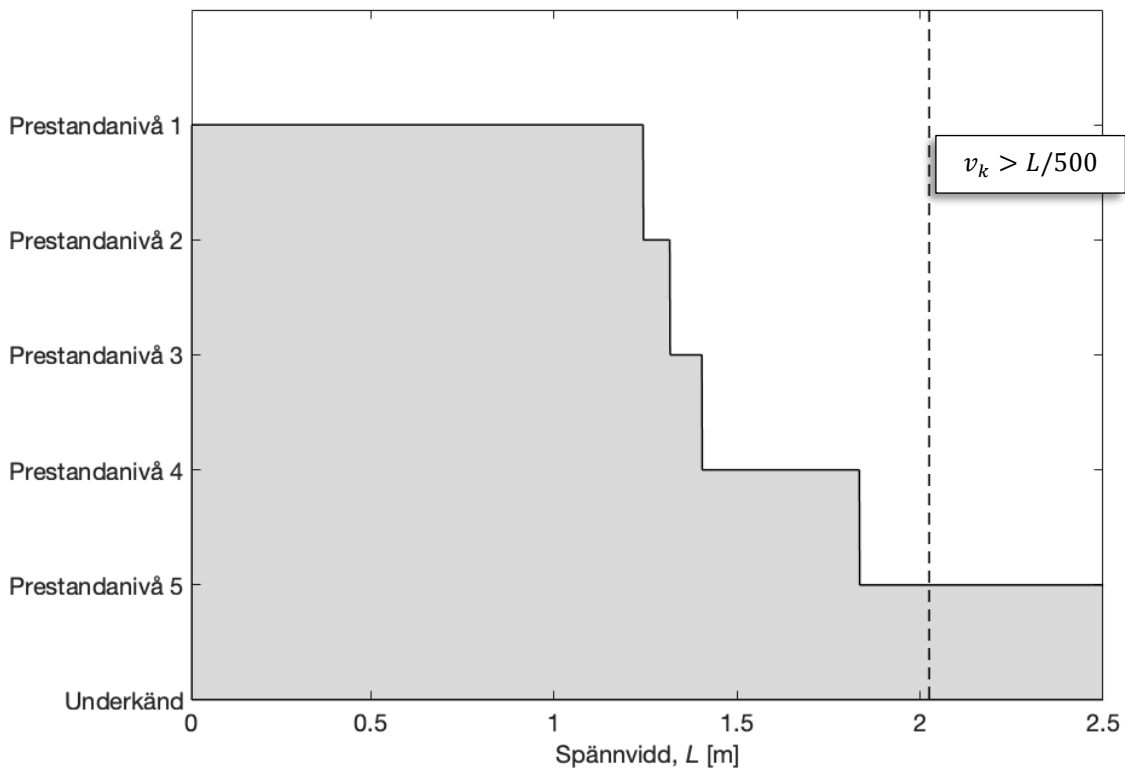


Figur 59 Impulshastighetsrespons som funktion av spännvidd.

Tabell 32 visar utdata för största spännvidd. Figur 60 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 32 Utdata för 60mm, Ø8 och betongkvalitet C25.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		2.02	
c/c [mm]		120	
Prestandanivå		5	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		2.45	6.16
Tvärkraft [kN]		4.85	26.57
Deformation korttidslast [mm]		3.94	4.04
Deformation långtidslast [mm]		3.12	6.73
Egenfrekvens [Hz]		22.22	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.16	0.25
Hastighetsrespons [mm/s]		3.10	3.60



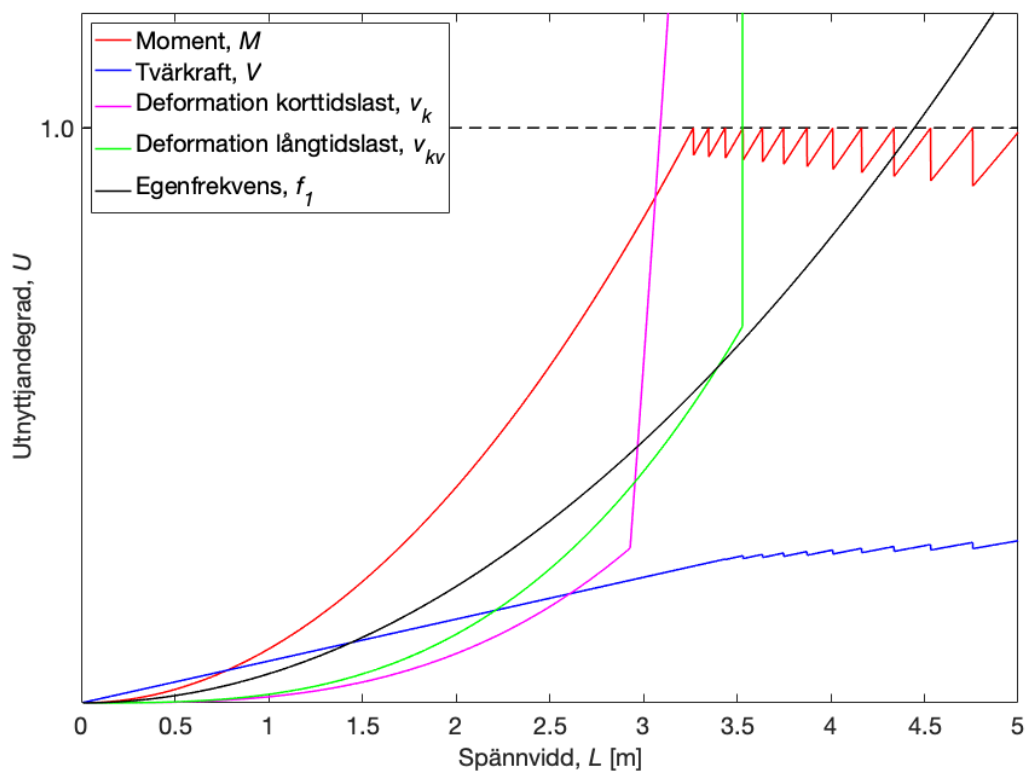
Figur 60 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

Plattbärlag med 100 mm, Ø8 och C30

Tabell 33 visar indata för 100 mm plattbärlag med betongkvalitet C30.

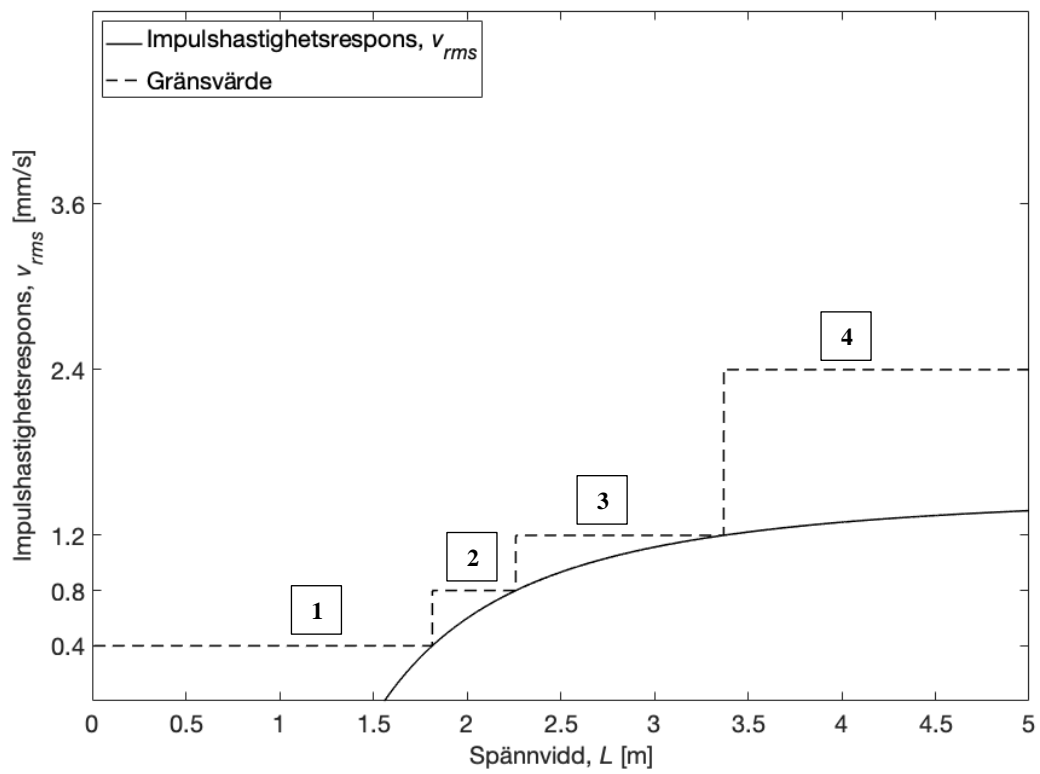
Tabell 33 Indata för 100mm plattbärlag, Ø8.

Parameter	Värde
Bjälklagshöjd [mm]	100
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	60
Armeringsdiameter [mm]	8
Betongkvalitet	C30



Figur 61 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

Deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 3.09$ m, se Figur 61. Notera momentkurvans form, där varje ”hack” illustrerar minskning av c/c. Kontroll av impulshastighetsrespons i Figur 62 ger prestandanivå 3.

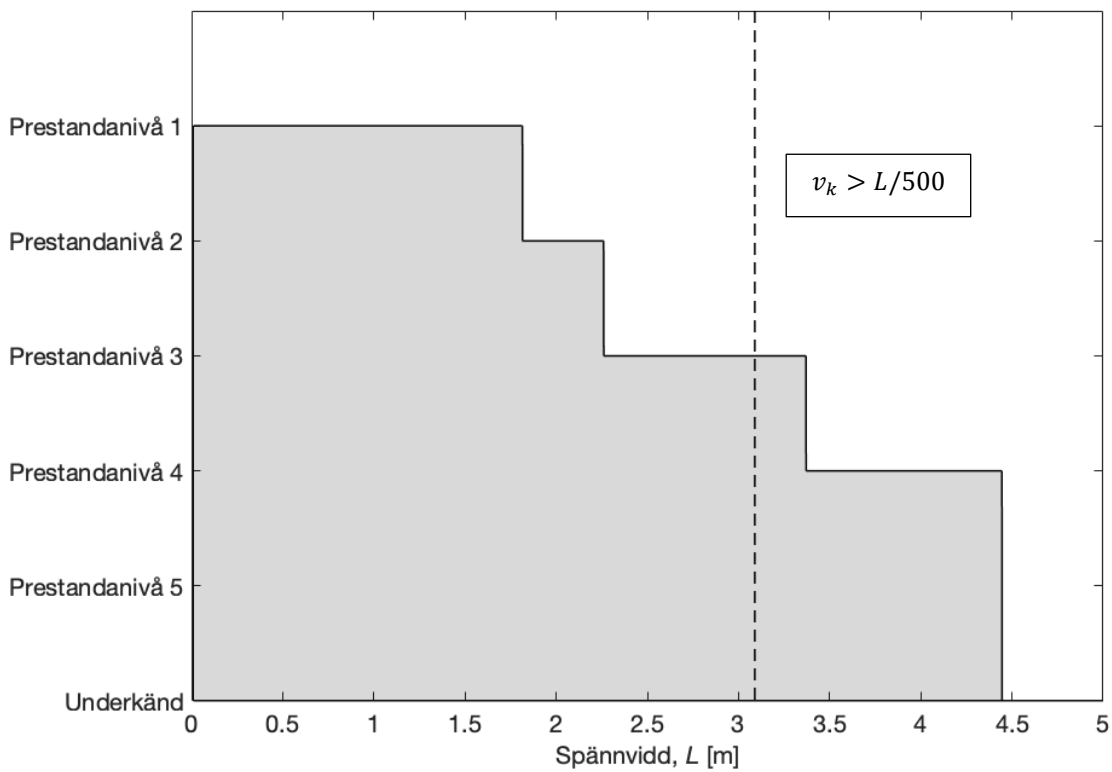


Figur 62 Impulshastighetsrespons som funktion av spännvidd.

Tabell 34 visar utdata för största spännvidd. Figur 63 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 34 Utdata för 100mm, Ø8 och betongkvalitet C30.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		3.09	
c/c [mm]		200	
Prestandanivå		3	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		7.16	8.04
Tvärkraft [kN]		9.27	41.21
Deformation korttidslast [mm]		6.17	6.18
Deformation långtidslast [mm]		4.53	10.30
Egenfrekvens [Hz]		16.56	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.08	0.25
Hastighetsrespons [mm/s]		1.10	1.20



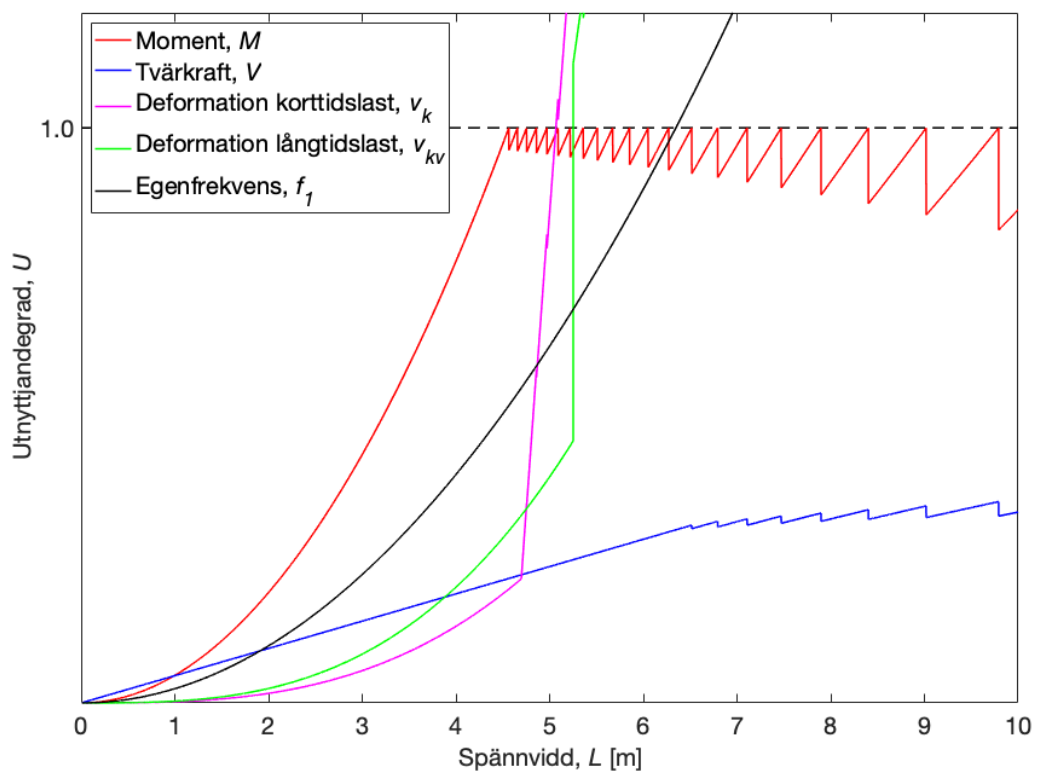
Figur 63 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

Plattbärlag med 200 mm, $\varnothing 10$ och C30

Tabell 35 visar indata för plattbärlag med bjälklagshöjd 200 mm.

Tabell 35 Indata för 200mm plattbärlag, $\varnothing 10$.

Parameter	Värde
Bjälklagshöjd [mm]	200
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	160
Armeringsdiameter [mm]	10
Betongkvalitet	C30



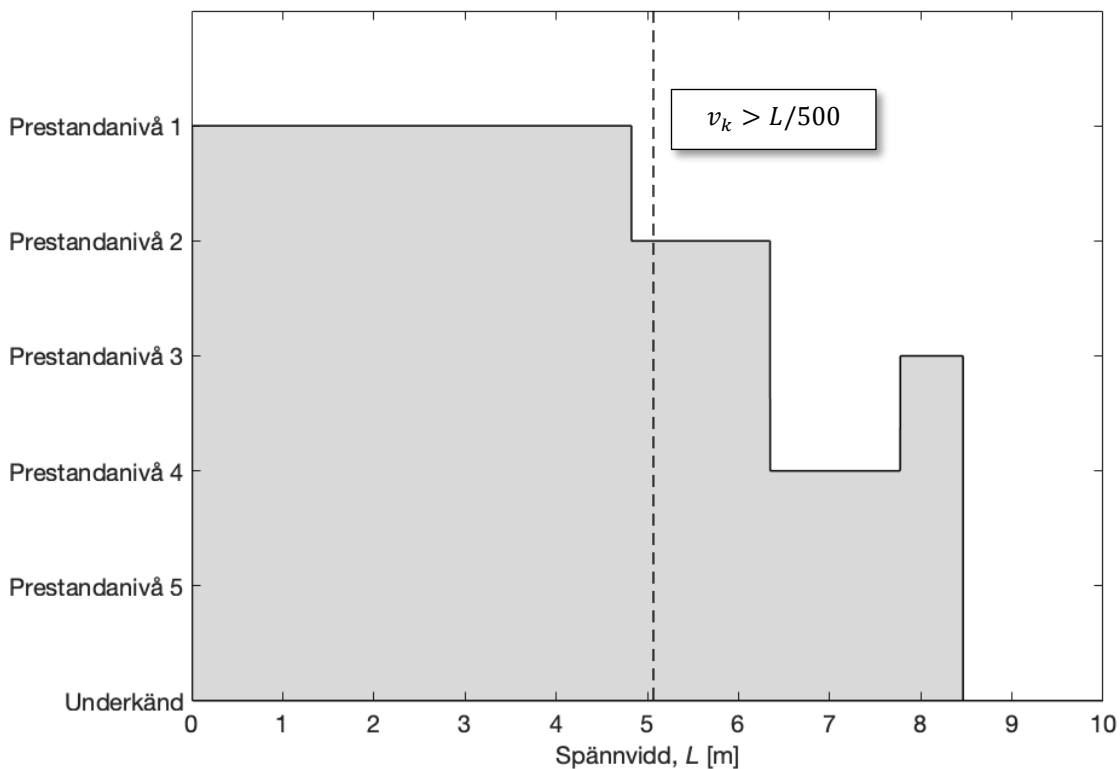
Figur 64 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

Deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 5.06$ m, se Figur 64

Tabell 36 visar utdata för största spännvidd. Figur 65 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 36 Utdata för 200mm, Ø10 och betongkvalitet C30.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		5.06	
c/c [mm]		200	
Prestandanivå		2	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		28.80	29.16
Tvärkraft [kN]		22.77	94.89
Deformation korttidslast [mm]		9.96	10.12
Deformation långtidslast [mm]		6.87	16.87
Egenfrekvens [Hz]		12.59	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.025	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		0.41	0.80



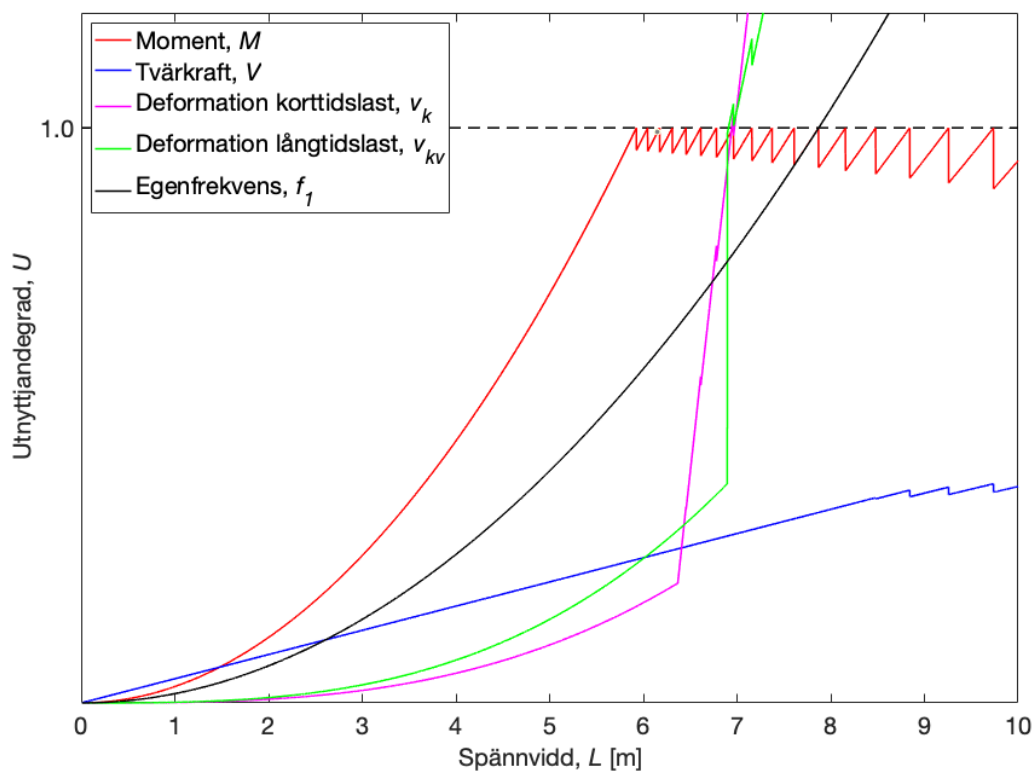
Figur 65 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

Plattbärlag med 300 mm, Ø12 och C35

Tabell 37 visar indata för plattbärlag med bjälklagshöjd 300 mm.

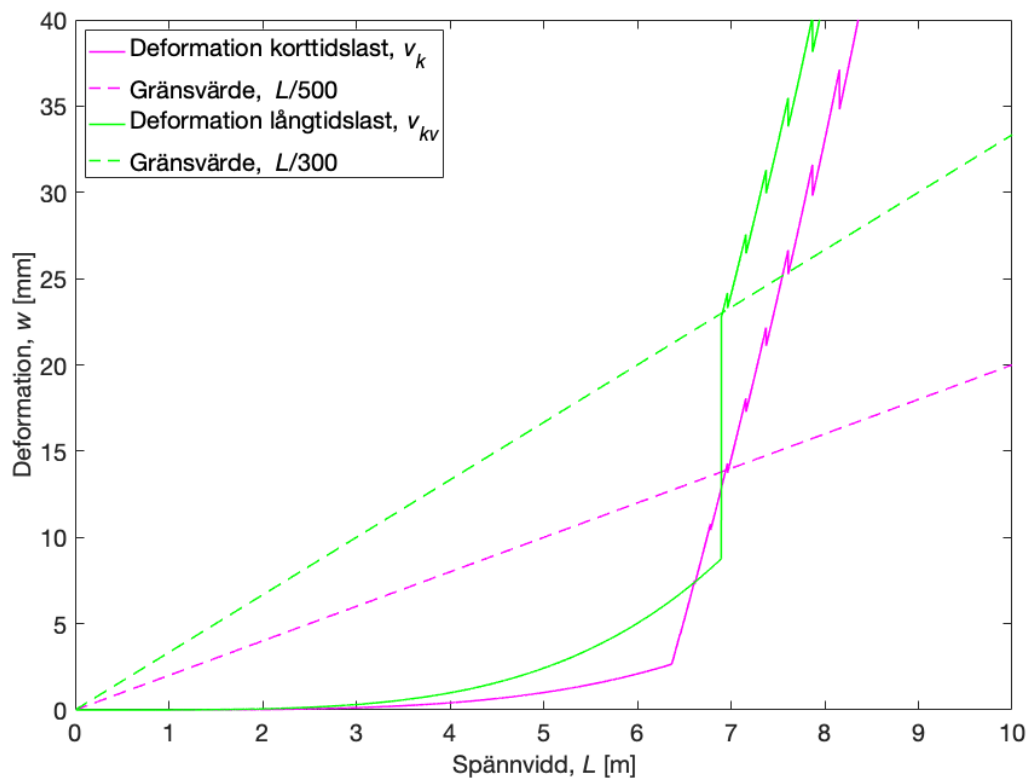
Tabell 37 Indata för 300mm plattbärlag, Ø12.

Parameter	Värde
Bjälklagshöjd [mm]	300
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	260
Armeringsdiameter [mm]	12
Betongkvalitet	C35

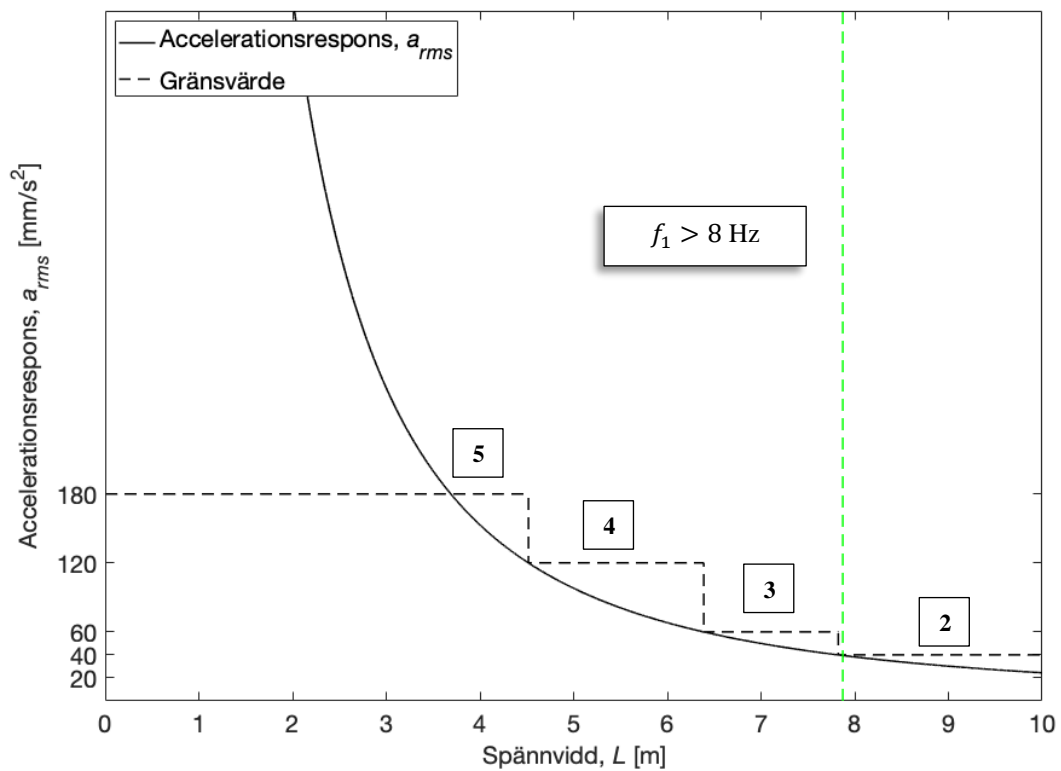


Figur 66 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

Deformation långtidslast utslagsgivande vid $L > 6.90$ m enligt Figur 66 och Figur 67. Kontroll av accelerationsrespons görs i Figur 68 då egenfrekvensen understiger 8 Hz vid $L > 8$ m. Detta bjälklag klarar vid denna spännvidd kravet för prestandanivå 2 avseende accelerationsrespons.



Figur 67 Deformation som funktion av spännvidd.

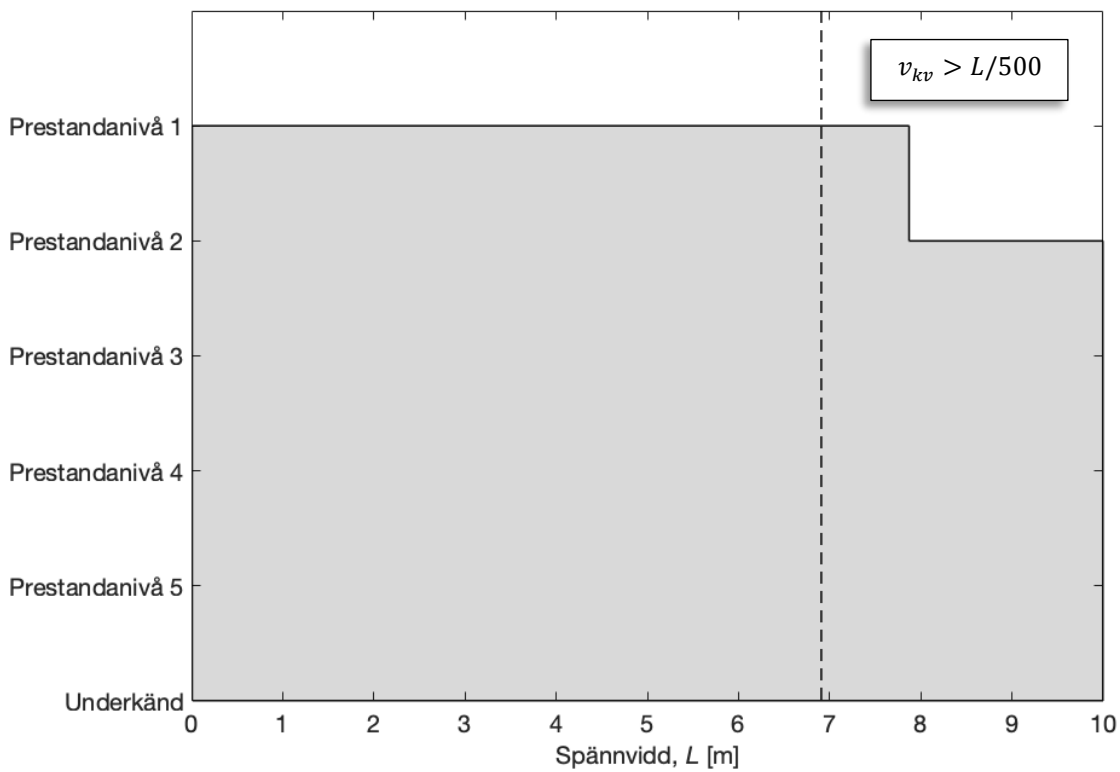


Figur 68 Accelerationsrespons som funktion av spännvidd.

Tabell 38 visar utdata för största spännvidd. Figur 69 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 38 Utdata för 300mm, Ø12 och betongkvalitet C35.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		6.90	
c/c [mm]		180	
Prestandanivå		1	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		71.42	72.74
Tvärfkraft [kN]		41.40	142.58
Deformation korttidslast [mm]		12.94	13.80
Deformation långtidslast [mm]		22.84	23.0
Egenfrekvens [Hz]		10.41	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.014	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		0.16	0.40



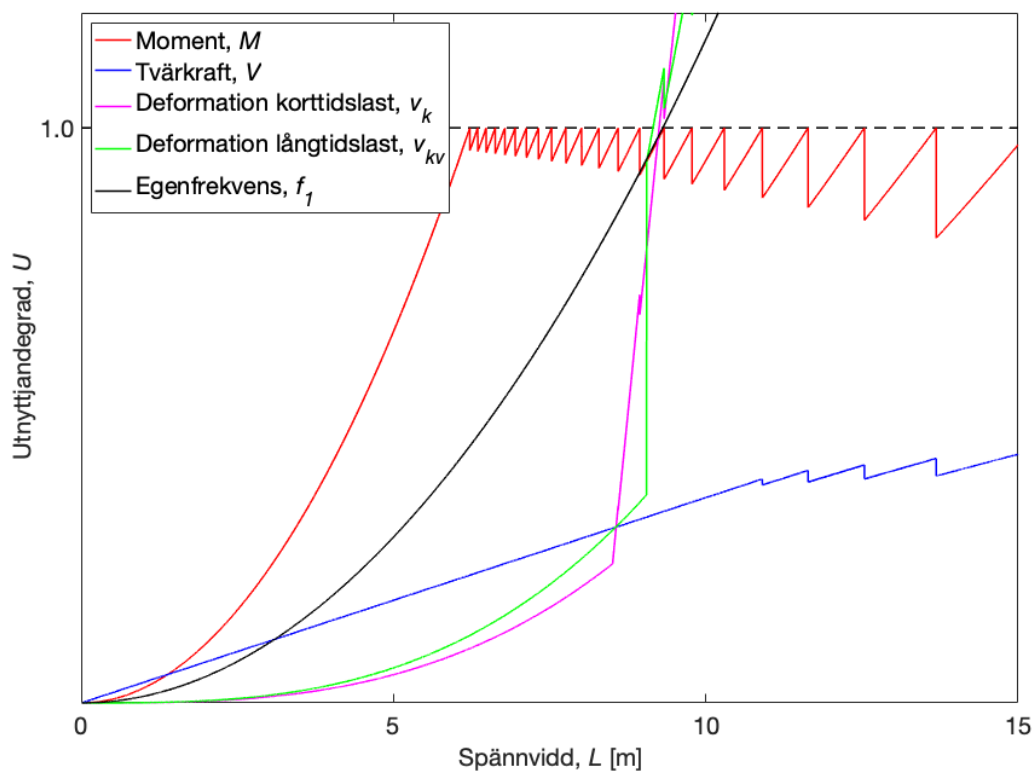
Figur 69 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

Plattbärlag med 400 mm, $\varnothing 12$ och C50

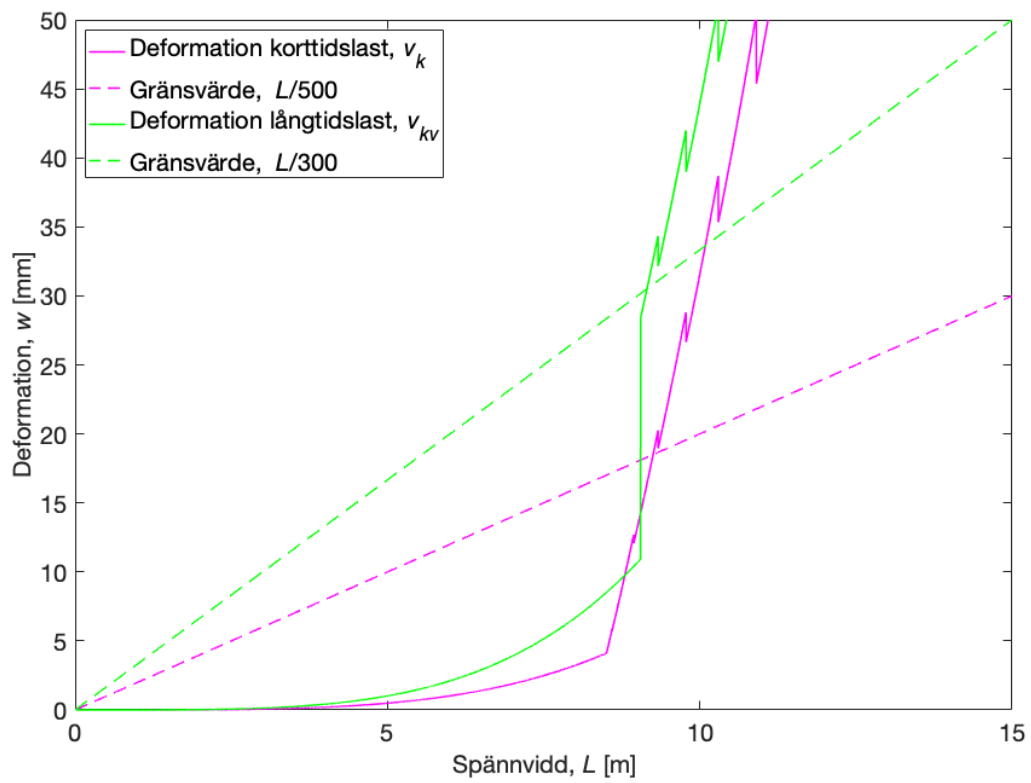
Tabell 39 visar indata för plattbärlag med bjälklagshöjd 400 mm

Tabell 39 Indata för 400mm plattbärlag, $\varnothing 12$.

Parameter	Värde
Höjd [mm]	400
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	360
Armeringsdiameter [mm]	12
Materialkvalitet	C50



Figur 70 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.



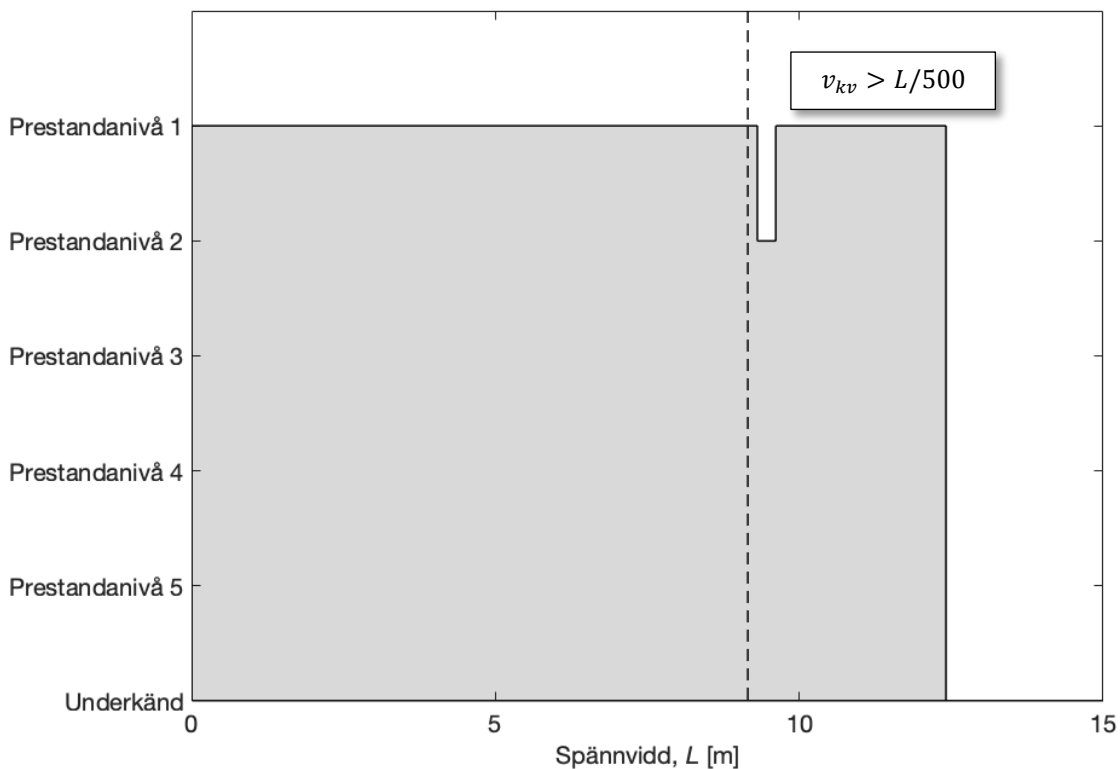
Figur 71 Deformation som funktion av spännvidd.

Enligt Figur 70 och Figur 71 är deformation långtidslast utslagsgivande vid $L > 9.15$ m.

Tabell 40 visar utdata för största spännvidd. Figur 72 visar spännvidd för olika prestandanivåer.

Tabell 40 Utdata för 400mm, Ø12 och betongkvalitet C50.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		9.15	
c/c [mm]		110	
Prestandanivå		1	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		156.98	163.41
Tvärkraft [kN]		68.63	210.08
Deformation korttidslast [mm]		16.30	18.30
Deformation långtidslast [mm]		30.42	30.50
Egenfrekvens [Hz]		8.28	8.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.009	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		0.10	0.40



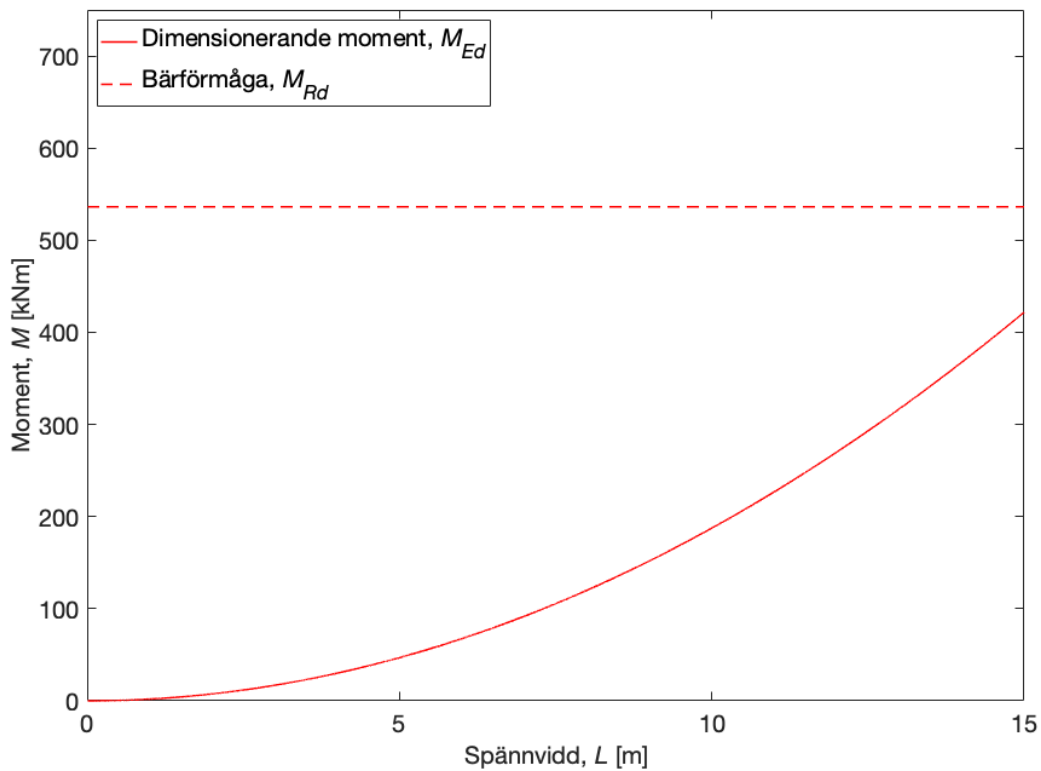
Figur 72 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

Plattbärlag med 400 mm, $\varnothing 12$, C50 och c/c 32 mm

Tabell 41 visar indata för 400 mm plattbärlag med minsta möjliga c/c. För övriga fall har armeringsmängd bestämts avseende dimensionerande moment. Denna undersökning görs för att avgöra hur ökad armeringsmängd påverkar bjälklagets resistens mot deformationer.

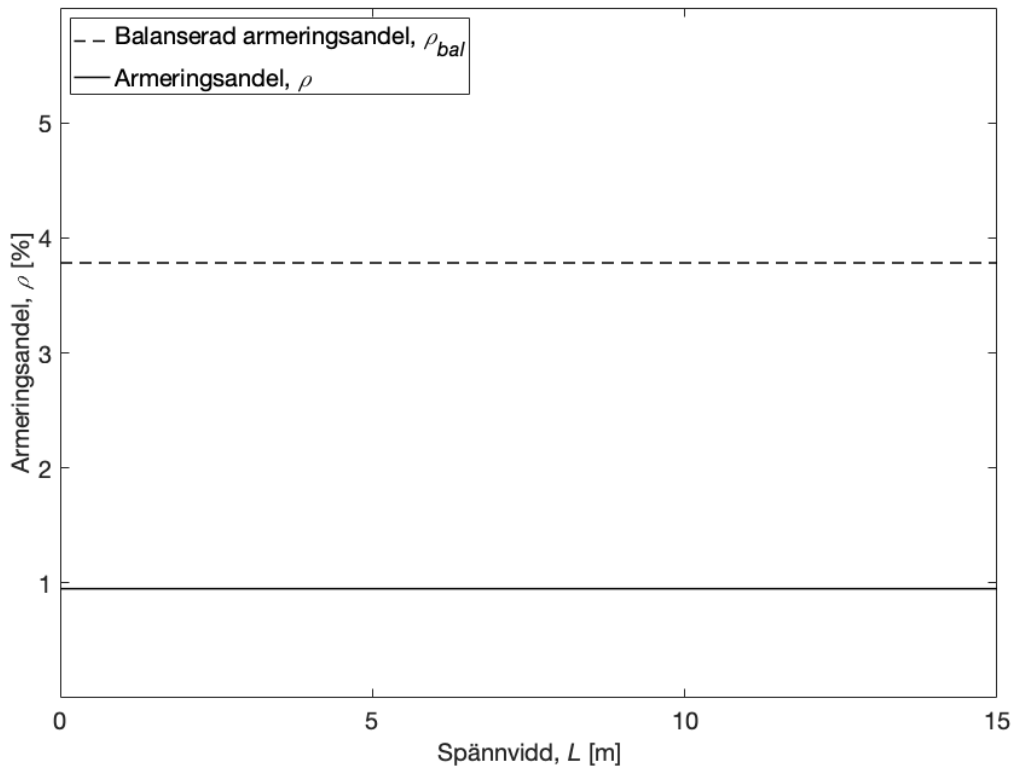
Tabell 41 Indata för 400mm plattbärlag, $\varnothing 12$ c/c 32mm.

Parameter	Värde
Höjd [mm]	400
Tjocklek plattbärlag [mm]	40
Tjocklek pågjutning [mm]	360
Armeringsdiameter [mm]	12
Materialkvalitet	C50



Figur 73 Moment som funktion av spannvidd.

Med c/c låst vid 32 mm är armeringsmängden konstant vilket gör bjälklagets bärförmåga avseende moment konstant, se Figur 73.



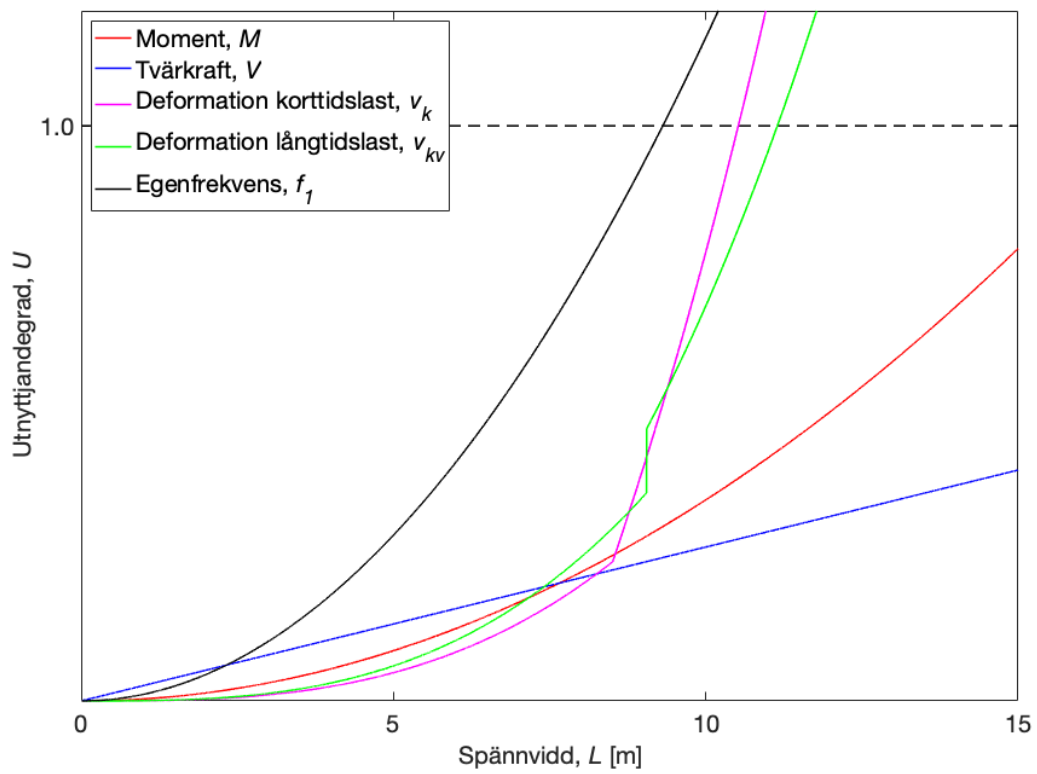
Figur 74 Armeringsandel som funktion av spännvidd.

Armeringsandel kontrolleras enligt ekvation 3.1 och Figur 74.

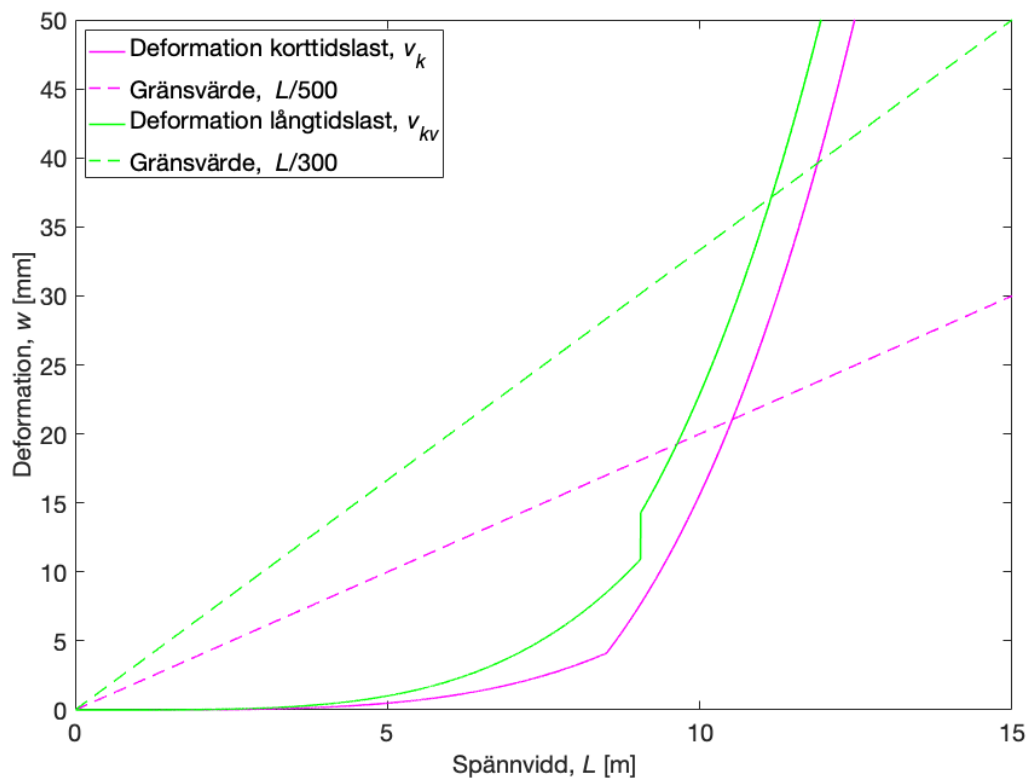
$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{\frac{1000}{32} \cdot \pi \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^2}{1000 \cdot (400 - 22 - 6)} = \frac{3534.3}{372 \cdot 10^3} = 9.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{bal} = 0.8 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{\varepsilon_{cu} E_s}{f_{yd} + \varepsilon_{cu} E_s} = 0.8 \frac{33.3}{435} \cdot \frac{3.5 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^9}{435 \cdot 10^6 + 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^9} = 37.2 \cdot 10^{-3}$$

Alltså $\rho < \rho_{bal}$, bjälklaget är normalarmerat och stålet flyter. Egenfrekvensen understiger 8 Hz vid $L > 9.3$ m, se Figur 75. Accelerationsrespons kontrolleras enligt Figur 68. Deformation korttidslast utslagsgivande vid $L > 10.52$ m, se Figur 75. Jämförelse av Figur 71 och Figur 76 visar armeringsmängdens inverkan på bjälklagets resistens mot deformationer när betongen är sprucken enligt ekvation 3.21 och ekvation 3.24.



Figur 75 Utnyttjandegrad som funktion av spännvidd.

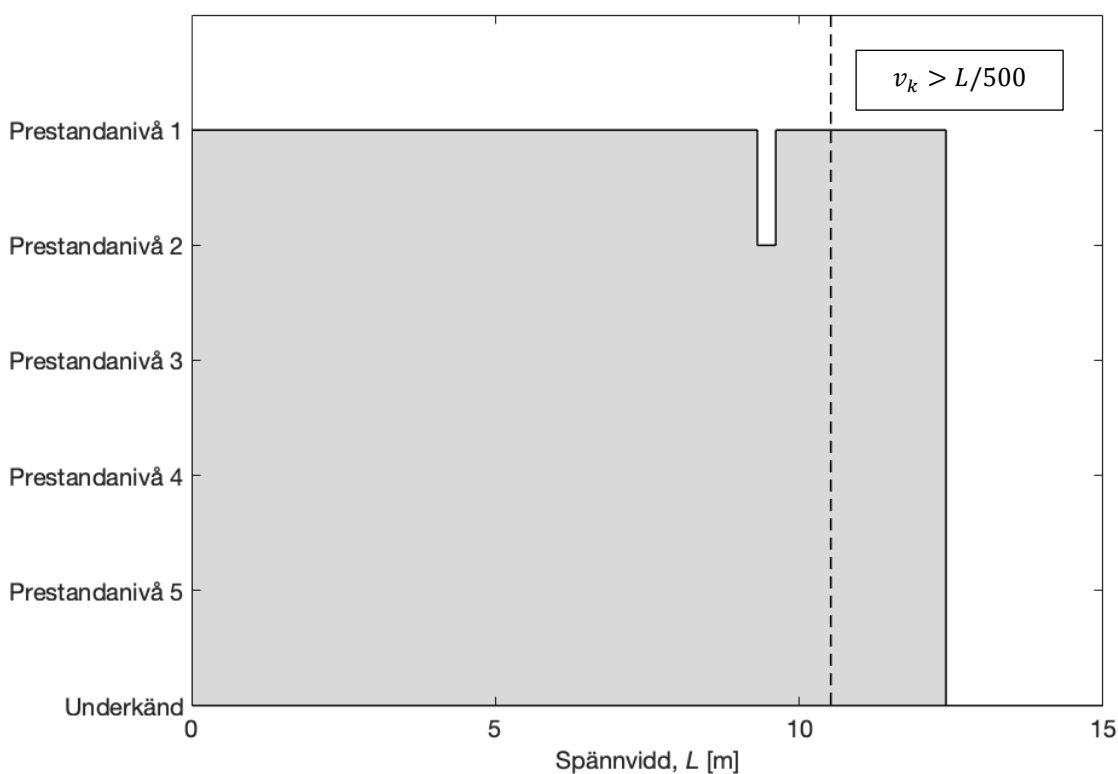


Figur 76 Deformation som funktion av spännvidd.

Tabell 42 visar utdata för största spännvidd. Enligt Figur 77 erhålls prestandanivå 1.

Tabell 42 Utdata för 400mm, Ø12 c/c 32 mm och betongkvalitet C50.

Största spännvidd		Resultat	
Spännvidd [m]		10.52	
c/c [mm]		32	
Prestandanivå		1	
Lasteffekt		Resultat	Gränsvärde
Moment [kNm]		207.51	558.47
Tvärkraft [kN]		78.90	280.22
Deformation korttidslast [mm]		21.039	21.04
Deformation långtidslast [mm]		28.80	35.07
Egenfrekvens [Hz]		6.27	4.50
Accelerationsrespons [mm/s ²]		17.0	20.0
Nedböjning $P = 1$ kN [mm]		0.012	0.250
Hastighetsrespons [mm/s]		0.10	0.40



Figur 77 Prestandanivå som funktion av spännvidd.

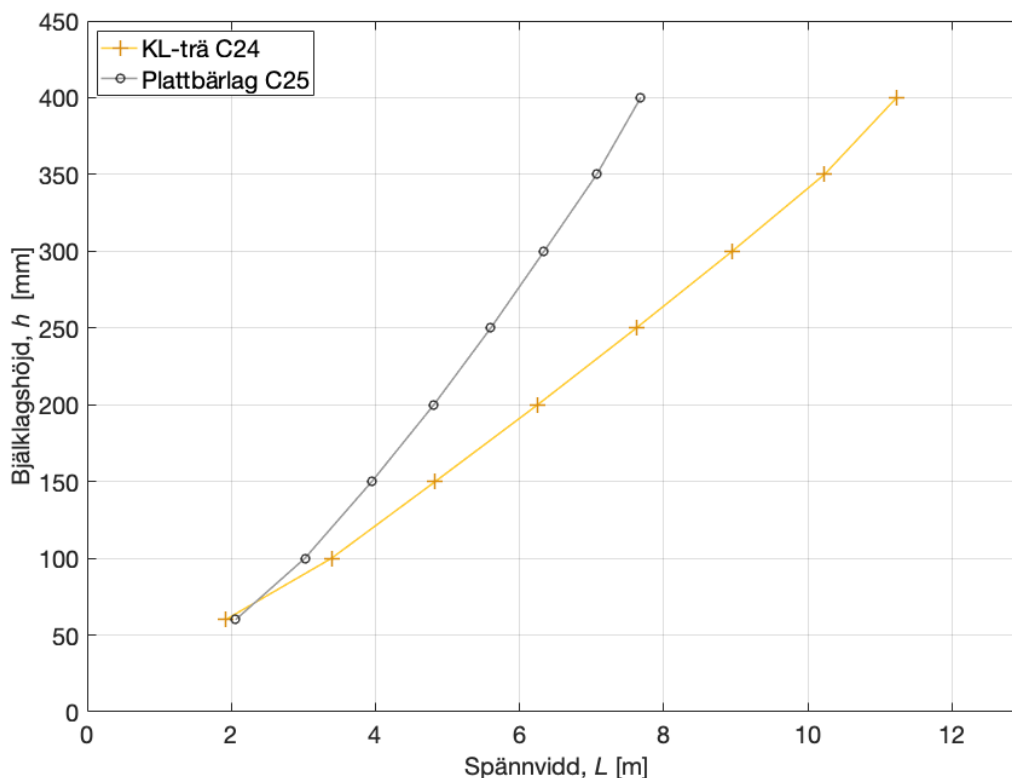
Jämförelse av Tabell 40 och Tabell 42 visar möjligheten att armera upp bjälklaget som ett alternativ för att klara större spännvidd.

4.2.5 Jämförelse

Parameterstudien visar att för KL-träbjälklag och plattbärlag är deformationer oftast den utslagsgivande lasteffekten. KL-träbjälklagen klarar generellt lägre prestandanivåer vid större spännvidder avseende vibrationer medan plattbärlag med högre bjälklagshöjd än 200 mm klarar kraven för prestandanivå 1 vid spännvidder över 4 m. Största spännvidd för KL-träbjälklag med hållfasthetsklass C24 samt plattbärlag med betongkvalitet C25, med uppbyggnad enligt Tabell 43, visas i Figur 78.

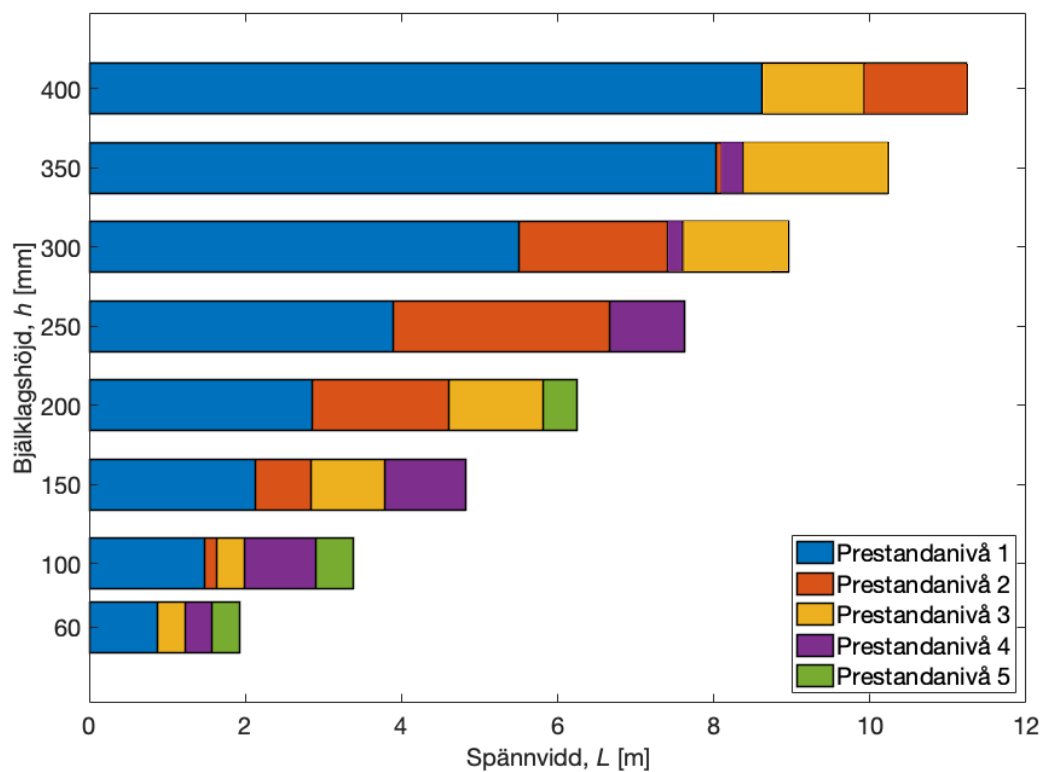
Tabell 43 Bjälklagshöjd, skiktjocklek och prestandanivå för största spännvidd.

Bjälklagshöjd [mm]	KL-trä, C24 [mm]					Prestandanivå		Betong, C25 [mm]	
	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₅	Trä	Betong	Plattbärlag	Pågjutning
60	20	20	20	-	-	5	5	40	20
100	40	20	40	-	-	5	3	40	60
150	40	20	30	20	40	4	2	40	110
200	50	30	40	30	50	5	1	40	160
250	60	40	50	40	60	4	1	40	210
300	70	50	60	50	70	3	1	40	260
350	80	60	70	60	80	3	1	40	310
400	80	80	80	80	80	2	1	40	360

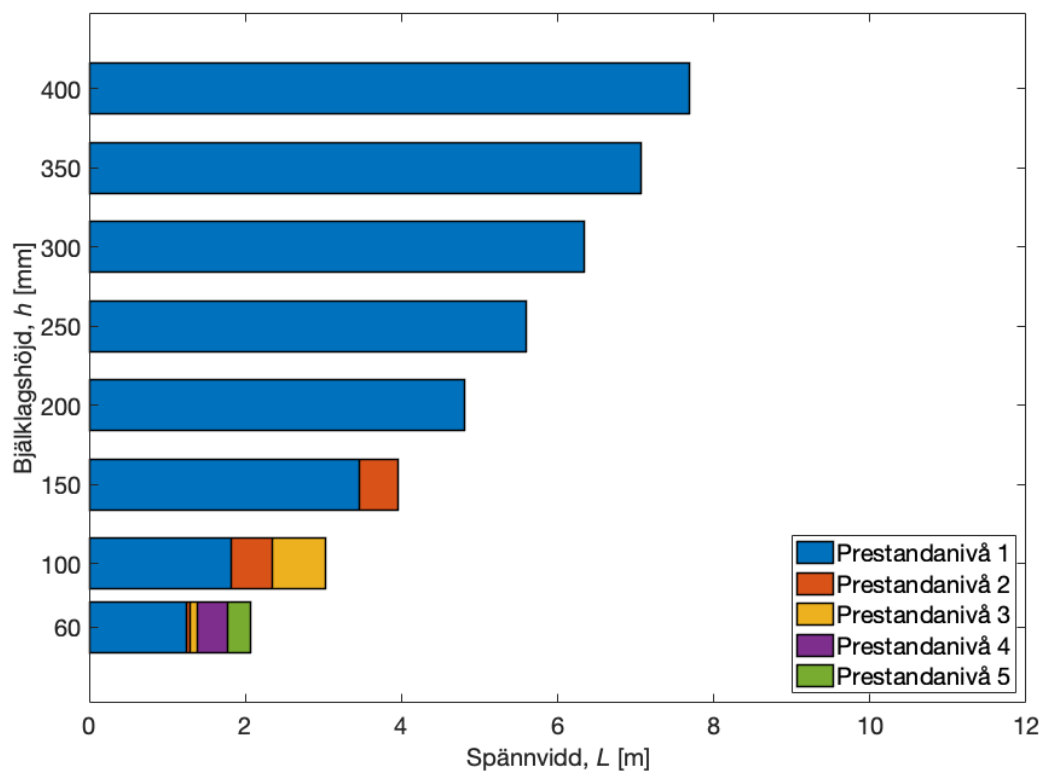


Figur 78 Största spännvidd för respektive byggsystem vid olika bjälklagshöjder.

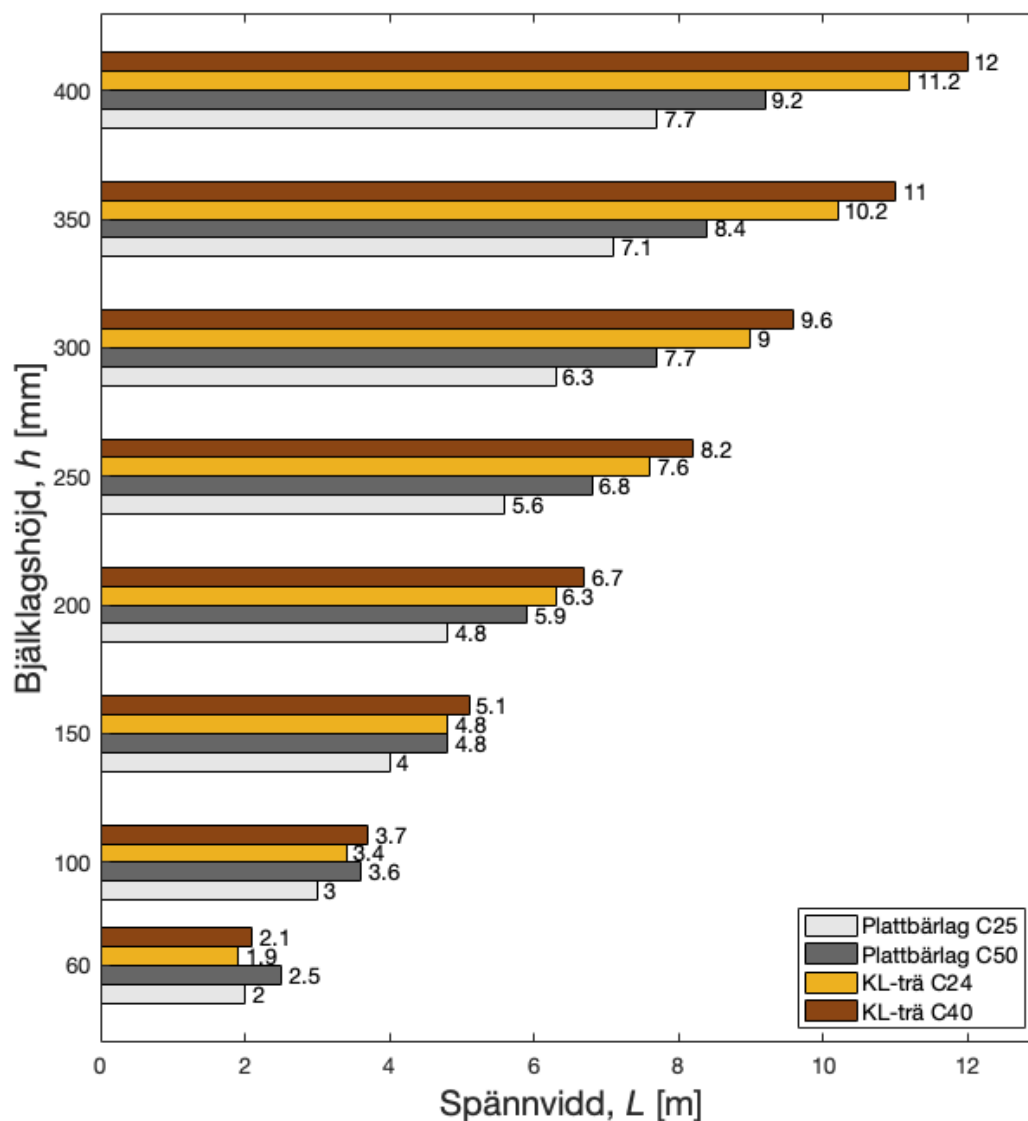
Största spännvidd för olika prestandanivåer visas i Figur 79 för KL-träbjälklag och Figur 80 för plattbärlag. Bjälklagen i dessa figurer klarar även gränsvärdena för övriga lasteffekter.



Figur 79 Spännvidder och prestandanivåer för KL-träbjälklag, uppbyggnad enligt Tabell 43.



Figur 80 Spännvidder och prestandanivåer för plattbärlag, uppbyggnad enligt Tabell 43.



Figur 81 Största spännvidd för respektive byggsystem och bjälklagshöjd.

Slutligen jämförs största spännvidd för respektive byggsystem med olika bjälklagshöjd och två hållfasthetsklasser, C24 och C40 för KL-träbjälklag samt C25 och C50 för plattbärlag. Skiktjocklek och bjälklagshöjd från Tabell 43. Resultaten är oberoende av prestandanivå och visas i Figur 81.

5. Diskussion

I detta kapitel besvaras frågorna:

- *För vilka spännvidder är respektive byggsystem möjligt att använda med hänsyn till de undersökta dimensioneringskriterierna, vilka lasteffekter är styrande och hur påverkas bjälklagshöjden?*
- *Hur skiljer sig regelverken för trä respektive betong, särskilt när det gäller bruksgränskrav, och är dessa skillnader välgrundade?*

5.1 Analys

För vilka spännvidder är respektive byggsystem möjligt att använda med hänsyn till de undersökta dimensioneringskriterierna, vilka lasteffekter är styrande och hur påverkas bjälklagshöjden?

Enligt resultaten för undersökta bjälklagshöjder och materialkvaliteter klarar bärande delen av KL-träbjälklaget större spännvidder än plattbärlag med pågjutning i betong. Bjälklag uppförda i KL-trä i tre eller fem skikt kan uppföras i spännvidder upp till 12.0 m. För plattbärlag med pågjutning till samma bjälklagshöjd är det möjligt att bygga över spännvidder upp till 9.2 m. Detta innebär att för stora spännvidder, där lägre bjälklagshöjd är att föredra, kan bjälklag i KL-trä lämpa sig bättre än motsvarande produkt i betong. Detta gäller för de undersökta parametrarna och de avgränsningar som gjorts. Samtidigt kan installationer gjutas in i pågjutningen för plattbärlag vilket gör det möjligt att bygga tunnare och öka dess konkurrenskraft. För valda tvärsnitt i KL-träbjälklag kan inte installationer placeras inuti bjälklagsplattan. Lösningen kan därför vara att bygga in dessa i övergolv eller undertak. I sådant fall förskjuts linjen för KL-träbjälklag i Figur 78 uppåt och en ny skärningspunkt kan utläsas. Detta gör det möjligt att kontrollera för vilka spännvidder materialen är konkurrenskraftiga med hänsyn till installationer.

I jämförelsestudien bestäms och används minsta armeringsmängd med hänsyn till dimensionerande moment. Det kan vara möjligt att armera upp plattbärlaget för att minska deformationer och på så sätt klara något större spännvidd. Det finns även plattbärlag med förspänd armering som klarar större spännvidder.

Vid krav på mindre störande vibrationer kan plattbärlag vara ett bättre alternativ. Plattbärlag med tunnare pågjutning klarar kraven för högre prestandanivå vid större spännvidd jämfört med KL-träbjälklag. För tjockare bjälklag jämnas skillnaderna ut och KL-träbjälklag klarar prestandanivå 1 vid spännvidder där plattbärlagens deformationer överskridit gränsvärdet.

Undersökningen genomfördes med kontroll av vibrationer enligt metod från ändringsförslag till Eurokod 5, anpassad för träkonstruktioner. Enligt nu gällande Eurokod 5 krävs särskild utredning när egenfrekvensen understiger 8 Hz. Om det betraktas som utslagsgivande klarar KL-träbjälklagen generellt mindre spännvidder. Kontroll av accelerationsrespons för dessa fall, enligt ändringsförslaget, gör att deformation korttidslast oftast blir utslagsgivande lasteffekt. För bjälklagshöjder runt 180 mm, exempelvis referensfallet KL-trä i avsnitt 4.2.1, finns intervall av spännvidder där egenfrekvensen understiger 8 Hz och accelerationsresponsen är underkänd.

Även för plattbärlagen är deformationer utslagsgivande, med korttidslast som styrande för tunna bjälklag respektive långtidslast för tjocka bjälklag. Betongens sprickmoment är, enligt avsnitt 4.2.4, helt avgörande för vilka spännvidder plattbärlagen klarar.

Hur skiljer sig regelverken för trä respektive betong, särskilt när det gäller bruksgränskrav, och är dessa skillnader välgrundade?

Dimensioneringsmetoderna för respektive material har vissa likheter, Eurokod 0 och 1 är dokument som beskriver alla konstruktioner. De är således oberoende av vilket material som bärverket ska uppföras i. Däremot har materialspecifika Eurokoder publicerats. Dessa publikationer görs för att belysa materialskillnaderna genom införande av beräkningsmodeller som avspeglar verkligheten på ett lämpligt sätt. Betong är ett tungt material som klarar dragbelastning dåligt och är beroende av armeringsjärn för att fungera som konstruktion. KL-träbjälklag i bostadshus påverkas mer av vibrationer och resonans än slakarmerade plattbärlag med likvärdig bjälklagshöjd.

Konstruktioner måste uppfylla krav i både brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Utifrån resultaten i figurer och utdatatabeller i avsnitt 4.2.3 för KL-träbjälklag kan tydligt utläsas vilket gränstillstånd som är styrande. Brottgränstillståndet är, utifrån våra resultat, icke styrande med stor marginal för KL-träbjälklag. Enligt figurer och utdatatabeller i avsnitt 4.2.4 ligger för plattbärlag i betong beräknad lasteffekt och bärförmåga för brottgränstillståndet närmare varandra. Dessa resultat är väntade då armeringsmängden bestäms med hänsyn till dimensionerande moment.

De flesta skillnaderna mellan trä och betongkonstruktioner beskrivs i bruksgränstillståndet i respektive materials Eurokod. I betongbjälklag är hänsyn till sprickor en viktig del för att säkerställa en hållbar konstruktion som upplevs som säker och är beständig. Krav på deformationer hittar man i båda Eurokoderna som ett bruksgränskrav. Beräkningsgången skiljer sig dock mellan materialen då olika parametrar måste beaktas för att få en adekvat bedömning av hur de olika materialen deformeras.

I förslaget till ny version av Eurokod 5 har accelerationsrespons introducerats som en del av vibrationsavsnittet. Detta är något som kontrolleras för konstruktioner som har en egenfrekvens mellan 4.5 Hz och 8 Hz. KL-träbjälklag har ofta lägre egenfrekvens jämfört med plattbärlag i betong med samma geometriska uppbyggnad och upplagsvillkor. Detta betyder att KL-träbjälklag oftare hamnar i riskzonen för att obehag uppstår genom resonans vilket stämmer överens med regelverken, där vibrationer inte beaktas i Eurokod 2 för betongkonstruktioner i bruksskedet.

5.2 Felkällor

Det finns en del osäkerheter och antaganden i studien som kan påverka resultatet. Ett antagande som har gjorts är att bjälklagets bredd är satt till längden vilket är en förenkling för att ta hänsyn till samverkan mellan bjälklagsdelar. Dock finns vissa begränsningar då vi endast har undersökt enkelspända slakarmerade betongbjälklag utan hänsyn till överhöjning för plattbärlag samt endast beaktat KL-träbjälklag med tre- och femskikt.

Vi har under arbetet haft möjlighet att ta del av ett ändringsförslag för Eurokod 5. Detta förslag har vi använt oss av vid beräkning av vibrationer. Med tanke på att det bara är ett förslag ligger en felkälla i att gränsvärden och beräkningsuttryck ännu inte är fastslagna och kan komma att ändras innan den slutgiltiga versionen publiceras. Information om hur vibrationsberäkningar bör hanteras för betongbjälklag saknas i Eurokod 2. Därför implementerades samma beräkningsmodeller som används för vibrationsberäkningar avseende KL-träbjälklag även för betongbjälklag. Dessa beräkningsmodeller kan innehålla förenklingar som stämmer bättre för de indataparametrar som gäller för KL-trä än de som gäller för plattbärlag. Vid beräkning av deformationer antas gränsvärden på $L/300$ för deformation långtidslast och $L/500$ för deformation korttidslast. Dessa gränsvärden kan ändras till ett högre eller lägre krav beroende på vilken funktion man vill att byggnaden ska ha. Resultaten ska därmed ses som förslag på riktvärden för hur bjälklag i trä respektive betong kan påverkas vid belastning.

5.3 Slutsats

Med hänsyn till de undersökta dimensioneringskriterierna kan plattbärlag och KL-träbjälklag användas vid stora och små spännvidder. Undersökningen visar att för större spännvidder krävs en lägre bjälklagshöjd för KL-träbjälklag. Samtidigt kan i vissa fall möjligheten att gjuta in installationer i plattbärlaget generera ett mer konkurrenskraftigt alternativ. För undersökta slakarmerade och enkelspända plattbärlag med betongkvalitet C25 – C50 erhålls största spännvidd i intervallet $2 \text{ m} < L < 9.2 \text{ m}$. För undersökta symmetriskt uppbyggda KL-träbjälklag i tre och fem skikt med hållfasthetsklass C24 – C40 erhålls största spännvidd i intervallet $1.9 \text{ m} < L < 12 \text{ m}$. Brytpunkten för när KL-trä kan vara ett tunnare bjälklag än betong beror på materialkvaliteten. För lägst beaktade materialkvalitet ligger brytpunkten på 2 m och för högst beaktade materialkvalitet på 4 m. Här sätts själva KL-träplattans tjocklek som bjälklagets tjocklek.

Med kontroll av accelerationsrespons för de fall där egenfrekvensen understiger 8 Hz är deformationer oftast styrande för båda bjälklagstyperna. KL-träbjälklag är känsligare för vibrationer och vid vissa kombinationer av geometrisk uppbyggnad och hållfasthetsklass är de utslagsgivande. Plattbärlag klarar oftare kraven för högsta prestandanivå och vid jämförande av största spännvidd för given bjälklagshöjd avser detta olika prestandanivåer. Då svikt och vibrationer minskar med tyngre och styvare konstruktioner kan avsaknaden av vibrationskrav i Eurokod 2 anses vara välgrundad. När bjälklagshöjden överstiger 350 mm klarar KL-träbjälklag kraven för högsta prestandanivå vid större spännvidder jämfört med lika tjocka plattbärlag.

6. Fortsatta studier

Då vibrationerna är kopplade till egentyngden på bjälklaget hade det varit intressant att undersöka en tyngre variant av KL-träbjälklag. Detta skulle kunna innebära att ändra träslag, introduktion av ett skikt i grus eller en undersökning olika typer av samverkansbjälklag där man använder KL-trä i de dragna delarna på bjälklagets undersida och betong på de tryckta delarna på bjälklagets ovankant. Då vikten har stor betydelse hade det också varit intressant att göra en jämförelsestudie mellan traditionellt bjälklag uppbyggt på regler med KL-träbjälklag för att se hur stora spännvidder man kan uppnå vid byggnation med KL-trä jämfört med ett traditionellt träbjälklag.

Detta examensarbete har vissa avgränsningar för att begränsa arbetet på en lämplig nivå. Examensarbetet innefattar bara studier gällande enkelspända slakarmerade plattbärlag och tre- och femskikts skivor av KL-trä. KL-trähandboken behandlar även sjustikts skivor och det förekommer förspänd armering som lämpar sig bättre för längre spännvidder i plattbärlag. Med hänvisning till det hade det varit intressant att genomföra en jämförelsestudie mellan sjustikts KL-trä och plattbärlag med förspänd armering.

För kontorsbyggnader som kan ändra sin funktion över tid och ofta kräver längre spännvidder kan ett KL-träbjälklag vara att föredra då installationer placeras i undertak eller övergolv. Vill man i stället bygga över kortare spännvidder i ett flerbostadshus, som oftast har samma funktion under hela verksamhetstiden, kan ett plattbärlag vara ett bättre alternativ. Därför hade det varit av intresse att genomföra en jämförelsestudie för olika lokaltyper.

Referenser

- [1] Boverket, ”Utsläpp av växthusgaser från bygg- och fastighetssektorn,” Boverket, 2023. [Online]. Available: <https://www.boverket.se/sv/byggande/hallbart-byggande-och-forvaltning/miljoindikatorer---aktuell-status/vaxthusgaser/>. [Använd 3 4 2023].
- [2] M. Nilsson, ”En jämförelse mellan trästomme och betongstomme med klimatanpassad betong i utsläpp av koldioxidekvivalenter,” Institutionen för byggnadsteknik, Sundsvall, 2021.
- [3] Svenskt trä, KL-trähandbok Fakta och projektering av KL-träkonstruktioner, Stockholm: Skogsindustrierna och Svenskt trä, 2017.
- [4] Svenskt trä, Svenskt trä, [Online]. Available: <https://www.svenskttra.se/trafakta/forskning/forskning-om-tra-och-valbefinnande/?fbclid=IwAR3V4JN9uN1C2euBSeeXWctMqBuPHchAqztSiwgXwefc2-BG9GDy-F9WJBw>. [Använd 04 04 2023].
- [5] Svenskbetong, ”Plattbärlag,” Svenskbetong, 2023. [Online]. Available: <https://www.svenskbetong.se/om-betong/platsgjutet/statik/flerbostadshus/bjalklag/plattbarlag>. [Använd 3 4 2023].
- [6] Svensk betong, ”Vägledning klimatförbättrad betong,” Svensk betong, Stockholm, 2022.
- [7] Svensk betong, [Online].
- [8] SIS Swedish Standard Institute, ”Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk,” EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Stockholm, 2010.
- [9] SIS Swedish Standard Institute, ”Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader,” European Committee for Standardization, Stockholm, 2009.
- [10] SIS Swedish Standard Institute, ”Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader,” European Committee for Standardization, Stockholm, 2008.
- [11] Boverket, ”BFS 2019:1 - EKS 11,” Boverket, 2019.
- [12] Boverket, ”BFS 2022:4 - EKS 12,” Boverket, 2022.
- [13] CEN/TC 250/SC5, ”Working draft of Eurocode 5: Design of timber structures – Common rules and rules for buildings Part 1-1: General,” Version: 2021-10-27, N1488, 2021.
- [14] T. Isaksson, A. Mårtensson och S. Thelandersson, Byggkonstruktion, Lund: Studentlitteratur, 2019.

- [15] T. Isaksson och A. Mårtensson, Byggkonstruktion regler-och formelsamling, Lund: Studentlitteratur, 2020.
- [16] M. Willford och p. Young, "A Design Guide for Footfall Induced Vibrations of Structures," The concrete center, Camberly, 2006.

Bilagor

A. MATLAB-script

```
%Bjällklag i Bostadshus

%KL-trä vs Plattbärlag

%För överslagsmässig beräkning av största spännvidd
%% Instructions
% Använd Run Section och kör en sektion i taget.

% För användarvänlighet aktivera code folding för sections i preferences

% 1. Bestäm och kör parametrar i indata

% 2. a) Kör L=X för att skapa grafer och hitta största spännvidd

%eller

% 2. b) Bestäm L och kör L=n för att hämta data för något L

% 3. Kör Beräkningar

% 4. Kör Hämta Tabelldata eller någon utav graferna

% Kör Indata, L=X eller L=n, samt Beräkningar efter ändrad indata

% Bjällklagets bredd m.m. kan ändras i beräkningar

%% Indata PBL
clear all

MaxL=10; %L=X ger intervall [0, MaxL]. L=n ger L=MaxL
Betongkvalitet=25; %C25,C30,C35,C40,C45,C50
Armeringsdiameter=10; %8,10,12,16,20,25 [mm]
H=280; %Bjällklagshöjd [mm]
RH=50; %Relativ fuktighet 50%inomhus, 80%utomhus
CC=0; %Välj 0 för minsta erforderlig armeringsarea [mm]
%% Indata KLT
clear all

MaxL=10; % L=X ger intervall [0, MaxL]. L=n ger L=MaxL
Antalskikt=5; %3 eller 5
Virkeskvalitet=24; %C24,C27,C30,C35,C40
Langskikt=40; %Tjocklek styva riktningen[mm]
Tvarskikt=30; %Tjocklek vinkelrätt styva riktningen[mm] (Mittskikt för 3skiktsskiva)
Mittskikt=40; %Tjocklek mitten 5skikt
Overundervikt=100; %Extra vikt övergolv[kg]
%% L=X
L=linspace(0.01,MaxL,MaxL*1000); %Spännvidd 0-x[m]
%% L=n
L=MaxL; %Spännvidd [m]
%% Beräkningar PBL
B=L; %Bredd[m]
winstLimit=1000*L/500; %Gränsvärde deformation korttidslast
wfinLimit=1000*L/300; %Gränsvärde deformation långtidslast

%Tjocklek
tplatt=40; %Plattbärlag[mm]
tgjut=H-tplatt; %Påggjutning[mm]
h=(tplatt+tgjut)*10^-3; %Höjd[m]
I=(h^3)/12; %Tröghetsmoment
z=0.5*h; %Tyngdpunkt

%Egentyngd
Dens=2500; %Densitet armerad betong[kg/m3]
egt=Dens*h; %[kg/m2]
```

```

%Last
%Karakteristisk last
gk=egt*10; %Permanent last[N/m2]
qk=2e3; %Variabel last[N/m2]
m=egt+0.01*qk; %Massa[kg]
P=1000; %Punktlast[N]
%Dimensionerad last i Brottgränstillstånd[kN/m]
qd=1.2*gk+1.5*qk;
%Moment
MED=(1e-3*qd*L.^2)/8; %Dimensionerande Moment[kNm]

% Indata hållfasthet
gammac=1.5; %Partialkoefficient betong
gammass=1.15; %Partialkoefficient ospänd armering

%Karakteristiskt hållfasthet[Pa]
fck=Betongkvalitet*10^6; %Tryck betong
fyk=500e6; %yield stål
fcm=fck+8e6; %Tryck medel
fctm=100*0.3*fck^(2/3); %Drag medel

Ec=22000e6*((fcm)/10e6)^0.3;%Elastisitetsmodul betong
Es=200e9; %Elastisitetsmodul stål

%Dimensionerad hållfasthet[Pa]
fcd=fck/gammac;%Tryck Betong
fyd=fyk/gammass;%yield Armering

%Armering
dia=Armeringsdiameter*10^-3;
k1=((fck*10^-6)/20)^0.5;

%c/c
epsiloncu=0.0035; %stukning
epsilonfy=fyd/Es; %flyttöjning
tack=max(dia,0.01)+0.01; %Täckskikt
d=h-tack-(dia/2); %Effektiv höjd
%Andragradaren
a=0.32*fcd;
b=-0.8*fcd*d;
c=MED.*10^3;
x1=zeros(size(L));
x2=zeros(size(L));
x1=(-(b/(a*2)))+((b/(a*2)).^2-(c./a)).^0.5;
x2=(-(b/(a*2)))-((b/(a*2)).^2-(c./a)).^0.5;
%if CC=0
x=zeros(size(L));
idx=x1>h;
x=x2;
x(~idx)=x1(~idx);
epsilon=epsiloncu.*((d-x)./x);
%else
% x=(1000/CC)*pi*(dia/2)^2
% epsilon=epsiloncu*((d-x)/x)
sigmas=zeros(size(L));
idx=(epsilon>=epsilonfy);
sigmas(idx)=fyd;
idx=(epsilon<epsilonfy);
sigmas(idx)=epsilon(idx)*Es;
As=(fcd*0.8*x*1)./sigmas;
Antalstang=(As/(pi*(dia/2)^2));
sres=1./Antalstang;
avrunds=floor(sres*10^2)/10^2;%avrundat c/c
maxs=min(2*h,0.25);%max c/c
frittA=max(dia,0.020);
minsts=frittA+dia;
if CC=0

s=zeros(size(L));

avrunds= repmat(avrunds,size(L));

```

```

minsts= repmat(minsts,size(L));

for i=1:numel(L)
    if isreal(avrunds(i)) && isreal(minsts(i))
        s(i)=max(min(maxs,avrunds(i)),minsts(i));
    else
        s(i)=NaN;
    end
end
else
    s=CC*10^-3;
end

As2=(1./s).*pi.*(dia./2).^2;
parm=As2./d;
pbal=0.8*(fcd/fyd)*(epsiloncu*Es)/(fyd+epsiloncu*Es);

xres=(As2.*sigmas)./(fcd*0.8);

% Moment

MRD=1e-3*As2.*sigmas.*(d-0.4*xres); %Bärförmåga Moment
idx = (MRD<0 | MRD<MED);
MRD(idx)=MED(idx);

Mgrad=MED./MRD; %Utnyttjandegrad

% Tvärkraft
VED=(1e-3*0.5.*L*qd); %Dimensionerande Tvärkraft[kN]

Crdc=0.18/gammac;
k=min((1+(200/(d*1000))^(1/2)),2.0);%Konstant
p1=min(As2./d,0.02);%Armeringsinnehåll[m2/m2]

%Tvärkraftskapacitet[kN]
Vrdc=(Crdc*k*(100.*p1*fck*10^-6).^(1/3))*1000*d*1000;
%Minst
vmin=0.035*(k^3*fck*10^-6)^(1/2);
Vrdcmin=vmin*1000*d*1000;%[kN]

VRD=max(Vrdc,Vrdcmin)*1e-3; %Bärförmåga Tvärkraft[kN]
Vgrad=VED/VRD; %Utnyttjandegrad

%Dimensionerad Last i Bruksgränstillstånd[N/m]
qkar=gk+qk; %Karakteristisk Lastkombination
qkva=gk+qk*0.3; %Kvasipermanent Lastkombination
%Dimensionerat Moment i Bruksgränstillstånd[kN/m]
Mkar=(qkar*L.^2)/8; %Karakteristisk Lastkombination
Mkva=(qkva*L.^2)/8; %Kvasipermanent Lastkombination

%Kapacitet Bruksgränstillstånd

%Kryptal
t0=28; %Pålastning efter 28 dagar
U=1000; %för uttorkning endast ovan
Ac=1000*H; %bredd=1000 mm
h0=(2*Ac)/U;
if(fcm<=35*10^6)
    sigmaRH=1+((1-0.01*RH)/(0.1*h0^(1/3)));
elseif(fcm>35*10^6)
    a1=(35/(fcm*10^-6))^0.7;
    a2=(35/(fcm*10^-6))^0.2;
    sigmaRH=(1+((1-0.01*RH)/(0.1*h0^(1/3))))*a1*a2;
end
Betafcm=16.8/(fcm*10^-6)^0.5;
Betat0=1/(0.1+t0^0.2);
kryptal=sigmaRH*Betafcm*Betat0;

```

```

Eceff=Ec/(1+kryptal);%Effektiv Elasticitetsmodul Betong[Pa]
parm=As2./d; %Armerringsinnehåll[m2/m2]
Mcr=(fctm*I)/z; %Sprickmoment[Nm]

%Sprickcheck (spricker om större än 1)
checkkar=Mkar./Mcr;
checkkva=Mkva./Mcr;

%Osprucket Stadium
Elkar1=Ec*I; %Karakteristisk Böjstyvhets[Nm2]
Elkva1=Eceff*I; %Kvasipermanent Böjstyvhets[Nm2]

%Sprucket Stadium
alphakar=Es/Ec; %Förhållande Elasticitetsmoduler Karakteristisk
xikar=alphakar.*parm.*((1+(2./(alphakar.*parm))).^(1/2)-1); %Armeringsbidrag
Elkar2=0.5.*d.^3.*xikar.^2.*Ec.*(1-xikar./3);%Karakteristisk Böjstyvhets[Nm2]

alphakva=Es/Eceff;%Förhållande Elasticitetsmoduler Kvasipermanent
xikva=alphakva.*parm.*((1+(2./(alphakva.*parm))).^(1/2)-1);%Armeringsbidrag
Elkva2=0.5.*d.^3.*xikva.^2.*Eceff.*(1-xikva./3);%Kvasipermanent Böjstyvhets[Nm2]

% Nedböjning
vkar1=(5.*qkar.*L.^4)./(384.*Elkar1);%Karakteristisk nedböjning osprucket [m]
vkar2=(5.*qkar.*L.^4)./(384.*Elkar2);%Karakteristisk nedböjning sprucket [m]

zetakar=1-(Mcr./Mkar).^2;%Fördelningskoefficient dragspänning mellan sprickor

winst=1000.*(zetakar.*vkar2+(1-zetakar).*vkar1);
idx=Mkar>Mcr;
winst(~idx)=1000*vkar1(~idx);

winst; %Initialdeformation[mm]
Kvotinstant=1000*L/winst; %Kvot L/v

vkva1=(5*qkva*L.^4)./(384*Elkva1);%Kvasipermanent nedböjning osprucket [m]
vkva2=(5*qkva*L.^4)./(384*Elkva2);%Kvasipermanent nedböjning sprucket [m]

zetakva=1-0.5*((Mcr./Mkva).^2);%Fördelningskoefficient dragspänning mellan sprickor

wfin=1000*(zetakva.*vkva2+(1-zetakva).*vkva1);
idx=Mkva>Mcr;
wfin(~idx)=1000*vkva1(~idx);

wfin; %Krypdeformation[mm]
Kvotkryp=1000*L/wfin; %Kvot L/v

% Vibrationer
Bef=0.95.*L;
fw=1.5;%Gångfrekvens[Hz]
%Lägsta egenfrekvens[Hz]
f1=(pi./(2*L.^2))*((Elkar1./m).^0.5); %vilket EI är lämpligt?
f1Limit=max(4*fw,8);%Gränsvärde[Hz]

%Nedböjning P=1kN[mm]
w1kN=((P*L.^3)./(48*Elkar1.*Bef))*1000; %vilket EI är lämpligt?
%vilket gränsvärde?
w1kNlimit = zeros(size(L));
wLevel = zeros(size(L));

for ii = 1:length(L)
    if (w1kN(ii) <= 0.25)
        w1kNlimit(ii) = 0.25;
        wLevel(ii) = 1;
    elseif (0.25 < w1kN(ii) && w1kN(ii) <= 0.5)
        w1kNlimit(ii) = 0.5;
        wLevel(ii) = 3;
    elseif (0.5 < w1kN(ii) && w1kN(ii) <= ((0.15 * 24) / L(ii))) && (w1kN(ii) <= 1.0)

```



```

w1kNlimit(ii) = max(0.5,min((0.15 * 24) / L(ii),1.0));
wLevel(ii) = 4;
elseif (1.0 < w1kN(ii)) && w1kN(ii) <= ((0.15 * 36) / L(ii)) && (w1kN(ii) <= 1.5)
w1kNlimit(ii) = max(0.5,min((0.15 * 36) / L(ii),1.5));
wLevel(ii) = 5;
else
w1kNlimit(ii) = min((0.15 * 36) / L(ii),1.5);
wLevel(ii) = 10;
end
end

%Accelerationsrespons
u=0.4; %Resonance buildup
F0=50; %Gångkraft[N]
Damp=0.015; %Relativ dämpning
Mod=(m.*L.*B)./4; %Modal massa[kg]
kres=max(0.192*(B./L),1);%Higher modes of vibrations

%Root mean square acceleration[m/s2]
arms=(kres.*u.*F0)/(2^0.5*2.*Damp.*Mod);
armsgrans = zeros(size(L));
aLevel = zeros(size(L));

idx=(arms<=0.005*4);
armsgrans(idx)=0.005*4;
aLevel(idx)=1;

idx=(arms>0.005*4) & (arms<=0.005*8);
armsgrans(idx)=0.005*8;
aLevel(idx)=2;

idx=(arms>0.005*8) & (arms<=0.005*12);
armsgrans(idx)=0.005*12;
aLevel(idx)=3;

idx=(arms>0.005*12) & (arms<=0.005*24);
armsgrans(idx)=0.005*24;
aLevel(idx)=4;

idx=(arms>0.005*24) & (arms<=0.005*36);
armsgrans(idx)=0.005*36;
aLevel(idx)=5;

idx=(arms>0.005*36);
armsgrans(idx)=0.005*36;
aLevel(idx)=10;

%Impulshastighetsrespons
kred=0.7; %Reduktionsfaktor
Immean=(42*fw.^1.43)/(f1.^1.3); %Mean Modal Impulse
v1peak=kred*(Immean/(Mod+70)); %Peak velocity response[m/s]
kimp=max(0.48*(B./L),1); %Higher modes of vibrations
vtotpeak=kimp*v1peak; %Total peak velocity response[m/s]

N=zeros(size(L));
idx=(1.0<=kimp) & (kimp<=1.7);
N(idx)=1.35-0.4*kimp;
N(~idx)=0.67;

%Root mean square velocity[m/s]
vrms=vtotpeak.*(0.65-0.01.*f1).*(1.22-11*Damp).*N;
vrmsgrans=zeros(size(L));
vLevel=zeros(size(L));

idx=(vrms<=0.0001*4);
vrmsgrans(idx)=0.0001*4;
vLevel(idx)=1;

idx=(vrms>0.0001*4) & (vrms<=0.0001*8);
vrmsgrans(idx)=0.0001*8;

```

```

vLevel(idx)=2;

idx=(vrms>0.0001*8) & (vrms<=0.0001*12);
vrmsgrans(idx)=0.0001*12;
vLevel(idx)=3;

idx=(vrms>0.0001*12) & (vrms<=0.0001*24);
vrmsgrans(idx)=0.0001*24;
vLevel(idx)=4;

idx=(vrms>0.0001*24) & (vrms<=0.0001*36);
vrmsgrans(idx)=0.0001*36;
vLevel(idx)=5;

idx=(vrms>0.0001*36);
vrmsgrans(idx)=0.0001*36;
vLevel(idx)=10;
% Performance Level
Level=zeros(size(L));
idx=(f1>=f1Limit);
Level(idx)=max(vLevel(idx),wLevel(idx));

idx=(f1<f1Limit) & (f1>=4.5);
Level(idx)=max(max(vLevel(idx),wLevel(idx)),aLevel(idx));

idx=(f1<4.5);
Level(idx)=10;

idx=Level<9 & MED<MRD & VED<VRD & winst<winstLimit & wfin<wfinLimit;
filtered_L = L(idx);
Lmax=max(filtered_L);
Lmax_index=find(filtered_L==Lmax);
PerformanceLevelLmax=Level(idx);
PerformanceLevelLmax=PerformanceLevelLmax(Lmax_index);

fprintf('Största spännvidd: %.2f\n', Lmax);
fprintf('Prestandanivå: %d\n', PerformanceLevelLmax);

utslagenx=[Lmax Lmax];
utslageny=[0 10];

idx=(f1<f1Limit);
filtered_L=L(idx);
Lmin=min(filtered_L);
Lmin_index=find(filtered_L == Lmin);

fmindrex=[Lmin Lmin];
fmindrey=[0 10];

%% Beräkningar KLT
B=L; %Bredd[m]
winstLimit=1000.*L/500; %Gränsvärde deformation korttidslast[mm]
wfinLimit=1000.*L/300; %Gränsvärde deformation Långtidslast[mm]
%Hållfasthetsklass
if(Virkeskvalitet==24), fmk=24e6; E=11000e6; Dens=420; G=690;end
if(Virkeskvalitet==27), fmk=27e6; E=11500e6; Dens=430; G=720;end
if(Virkeskvalitet==30), fmk=30e6; E=12000e6; Dens=460; G=750;end
if(Virkeskvalitet==35), fmk=35e6; E=13000e6; Dens=470; G=810;end
if(Virkeskvalitet==40), fmk=40e6; E=14000e6; Dens=480; G=880;end

%Skiktjocklek[m]
t1=Langskikt*10^-3;
t2=Tvarskikt*10^-3;
if(Antalskikt==5)
t3=Mittskikt*10^-3;
elseif(Antalskikt==3)
t3=t1;
end
if(Antalskikt==5)
t4=t2; t5=t1;
elseif(Antalskikt==3)

```

```

t4=0; t5=0;
end

%Höjd[m]
hkl=t1+t2+t3+t4+t5;

%Egentyngder
egt1=Overundervikt; %Övergolv[kg/m2]
egt2=Dens*hkl; %KL-trä[kg/m2]
egt2brott=1.1*Dens*hkl;%KL-trä Brottgräns[kg/m2]

%Laster
qk=2e3; %Variabel last[N/m2]
gk=(egt1+egt2)*10; %Permanent last[N/m2]
gkbrott=(egt1+egt2brott)*10;%Permanent last Brottgräns[N/m2]
m=egt1+egt2+0.01*qk;%Massa[kg]
P=1000; %Punktlast[N]

%Hållfasthet
gammam=1.25;%Partialkoefficient
kmod=0.8; %Klimatklass1,2 och Lastvarighet M
kdef=0.85; %Klimatklass1
G9090=G*0.1*10^6; %Rullskjuvmodul

%Karakteristiskt värde[Pa]
fvk=4e6; %Tvärkraftskapacitet.
frvk=0.7e6; %Kapacitet för rullskjuvning

%Dimensionerat värde[Pa]
fmd=(kmod*fmk)/gammam; %Moment[Nm]
fvd=(kmod*fvk)/gammam; %Längsskjuvning[N]
frvd=(kmod*frvk)/gammam;%Rullskjuvning[N]

%Tyngdpunktsavstånd[m]
if(Antalskikt==3)
a1=0.5*t1+0.5*t2;
a2=0;
else
a1=0.5*t1+t2+0.5*t3;
a2=0.5*t2+0.5*t3;
a3=0; a4=a2; a5=a1;
end
%Statiskt moment[m3]
Sr=t1*a1; %Rullskjuvning
if(Antalskikt==3)
S=Sr;
else
S=t1*a1+(0.5*t3-a3)^2/2; %Längsskjuvning vad händer här?
end
%Dimensionerad last i Brottgränstillstånd[kN/m]
qd=1.2*gkbrott+1.5*qk;

%Hållfasthet brottgräns
if(Antalskikt==3)
I=(2*t1^3)/12+2*t1*a1^2;
elseif(Antalskikt==5)
I=2*(t1^3/12+t1*a1^2)+t3^3/12;%Tröghetsmoment[m4]
end
W=(2*I)/hkl; %Böjmotstånd[m3]
%Moment
MED=(1e-3*qd.*L.^2)/8; %Moment[kNm]

MRD=1e-3*fmd*W; %Bärförmåga Moment[kNm]
Mgrad=MED./MRD; %Utnyttjandegrad

%Tvärkraft
VED=1e-3*0.5*qd.*L; %Tvärkraft[kN]

VRDI=(1e-3*fvd*I)/S; %Bärförmåga Längsskjuvning[kN]
VRDr=(1e-3*frvd*I)/Sr; %Bärförmåga Rullskjuvning[kN]
VRD=min(VRDr,VRDI); %Bärförmåga Tvärkraft

```

```

Vgrad=VED./VRD;    %Utnyttjandegrad

%Dimensionerad last i Bruksgränstillstånd
qka=gk+qk;    %Karakteristisk lastkombination[kN/m]
qkv=(gk+0.3*qk); %Kvasipermanent lastkombination[kN/m]

%Böjstyvhets Bruksgränstillstånd
%Gammavärde
gamma3=1./((1+(pi^2*E*t3)/L.^2)*(t2/G9090));% 3skikt
gamma5=1./((1+(pi^2*E*t1)/L.^2)*(t2/G9090));% 5skikt
gamma4=1./((1+(pi^2*E*t4)/B.^2)*(t3/G9090));% Tvärsnitt för 5skikt
%Tyngdpunkt
if(Antalskikt==3)
    ag1=(gamma3./(1+gamma3)).*(t1+t2);
    ag3=0.5*t1+t2+0.5*t3-ag1;
    lef=t1^3/12+t1.*ag1.^2+t3^3/12+gamma3*t3.*ag3.^2;
    lz=t2^3/12;
elseif(Antalskikt==5)
    ag1=0.5*t1+t2+0.5*t3;
    ag5=0.5*t3+t4+0.5*t5;
    ag2=(gamma4./(1+gamma4)).*(t2+t3);
    ag4=0.5*t2+t3+0.5*t4-ag2;
    lef=t1^3/12+gamma5*t1.*ag1.^2+t3^3/12+t5^3/12+gamma5*t5.*ag5.^2;
    lz=t2^3/12+t2.*ag2.^2+t4^3/12+gamma4*t4.*ag4.^2;
end

EI=E.*lef; %Böjstyvhets [Nm2]
EIB=E*Iz; %Böjstyvhets tvärsnitt[Nm2]
Bef=min(0.95.*L.*((EIB)/(EI)).^0.25,B);%Effektiv bredd[m]

%Nedböjning
winstant=(5*qka*L.^4)/(384.*EI); %Kvasipermanent nedböjning[m]
wcreep=kdef*(5*qkv*L.^4)/(384.*EI);%Kvasipermanent nedböjning[m]

%Jämförelse
winst=1000.*winstant; %Initialdeformation[mm]
Kvotinstant=1000.*L/winst; %Kvot L/w
wfin=(winstant+wcreep)*1000; %Initial- och Krypdeformation[mm]

Kvotfin=1000.*L/wfin; %Kvot L/w

%Vibrationer

fw=1.5;%Gångfrekvens[Hz]
%Lägsta egenfrekvens[Hz]
f1=(pi./(2*L.^2)).*((EI)/m).^0.5;
f1Limit=max(4*fw,8);%Gränsvärde[Hz]

%Styvhet, P=1kN[mm]
w1kN=zeros(size(L));
w1kN=((P.*L.^3)/(48.*EI.*Bef))*1000;

w1kNlimit=zeros(size(L));
wLevel=zeros(size(L));

for ii=1:length(L)
    if (w1kN(ii)<=0.25)
        w1kNlimit(ii)=0.25;
        wLevel(ii)=1;
    elseif (0.25<w1kN(ii) && w1kN(ii)<= 0.5)
        w1kNlimit(ii)=0.5;
        wLevel(ii)=3;
    elseif (0.5<w1kN(ii) && w1kN(ii)<=((0.15*24)/L(ii))) && (w1kN(ii)<=1.0)
        w1kNlimit(ii)=max(0.5,min((0.15*24)/L(ii),1.0));
        wLevel(ii)=4;
    elseif (0.5<w1kN(ii) && w1kN(ii)<=((0.15*36)/L(ii))) && (w1kN(ii)<=1.5)
        w1kNlimit(ii)=max(0.5,min((0.15*36)/L(ii),1.5));
        wLevel(ii)=5;
    else
        w1kNlimit(ii) = min((0.15 * 36) / L(ii),1.5);
        wLevel(ii) = 10;
    end
end

```

```

end
end

%Accelerationsrespons
u=0.4; %Resonance Buildup
F0=50; %Gångkraft[N]
Damp=0.025; %Relativ dämpning
Mod=(m.*L.*B)./4;%Modal massa[kg]
kres=max(0.192*(B./L).*((EI)/(EIB)).^0.25,1);%Higher modes of vibrations

%Accelerationsrespons
arms=(kres.*u*F0)./(sqrt(2)*2.*Damp.*Mod);
armsgrans=zeros(size(L));
aLevel=zeros(size(L));

idx=(arms<=0.005*4);
armsgrans(idx)=0.005*4;
aLevel(idx)=1;

idx=(arms>0.005*4) & (arms<=0.005*8);
armsgrans(idx)=0.005*8;
aLevel(idx)=2;

idx=(arms>0.005*8) & (arms<=0.005*12);
armsgrans(idx)=0.005*12;
aLevel(idx)=3;

idx=(arms>0.005*12) & (arms<=0.005*24);
armsgrans(idx)=0.005*24;
aLevel(idx)=4;

idx=(arms>0.005*24) & (arms<=0.005*36);
armsgrans(idx)=0.005*36;
aLevel(idx)=5;

idx=(arms>0.005*36);
armsgrans(idx)=0.005*36;
aLevel(idx)=10;

%Impulshastighetsrespons
kred=0.7;%Reduktionsfaktor
Immean=(42*fw^1.43)./(f1.^1.3);%Mean Modal Impulse
v1peak=kred*(Immean./(Mod+70));%Peak velocity response[m/s]
kimp=max(0.48.*(B./L).*((EI)/(EIB)).^0.25,1);%Higher modes of vibrations
vtotpeak=kimp.*v1peak;%Total peak velocity response[m/s]

N=zeros(size(L));
idx=(1.0<=kimp) & (kimp<=1.7);
N(idx)=1.35-0.4*kimp;
N(~idx)=0.67;

%root mean square velocity[m/s]
vrms=vtotpeak.*(0.65-0.01.*f1).*(1.22-11.*Damp).*N;
vrmsgrans=zeros(size(L));
vLevel=zeros(size(L));

idx=(vrms<=0.0001*4);
vrmsgrans(idx)=0.0001*4;
vLevel(idx)=1;

idx=(vrms>0.0001*4) & (vrms<=0.0001*8);
vrmsgrans(idx)=0.0001*8;
vLevel(idx)=2;

idx=(vrms>0.0001*8) & (vrms<=0.0001*12);
vrmsgrans(idx)=0.0001*12;
vLevel(idx)=3;

idx=(vrms>0.0001*12) & (vrms<=0.0001*24);
vrmsgrans(idx)=0.0001*24;
vLevel(idx)=4;

```

```

idx=(vrms>0.0001*24) & (vrms<=0.0001*36);
vrmsgrens(idx)=0.0001*36;
vLevel(idx)=5;

idx=(vrms>0.0001*36);
vrmsgrens(idx)=0.0001*36;
vLevel(idx)=10;
% Performance Level
Level=zeros(size(L));
idx=(f1>=f1Limit);
Level(idx)=max(vLevel(idx),wLevel(idx));

idx=(f1<f1Limit) & (f1>=4.5);
Level(idx)=max(max(vLevel(idx),wLevel(idx)),aLevel(idx));

idx=(f1<4.5);
Level(idx)=10;

idx=Level<6 & MED<MRD & VED<VRD & winst<winstLimit & wfin<wfinLimit;
filtered_L=L(idx);
Lmax=max(filtered_L);
Lmax_index=find(filtered_L == Lmax);
PerformanceLevelLmax=Level(idx);
PerformanceLevelLmax=PerformanceLevelLmax(Lmax_index);

fprintf('Största spännvidd: %.2f\n',Lmax);
fprintf('Prestandanivå: %d\n',PerformanceLevelLmax);

idx=MED<MRD & VED<VRD & winst<winstLimit & wfin<wfinLimit;
filtered_L=L(idx);
Lmax1=max(filtered_L);
Lmax1_index=find(filtered_L == Lmax1);

utslagenx=[Lmax1 Lmax1];
utslageny=[0 10];

idx=(f1<f1Limit);
filtered_L=L(idx);
Lmin=min(filtered_L);
Lmin_index=find(filtered_L == Lmin);

fmindrex=[Lmin Lmin];
fmindrey=[0 10];
%% Tabelldata för L=n
%% PBL
if parm<=pbal
    disp 'stålet flyter'
else
    disp 'stålet flyter inte'
end
T1=table(categorical({'*';}),L,H,Armeringsdiameter,s*1000,Betongkvalitet,B,Level,'VariableNames',{'Plattbärlag','Spännvidd [m]','Höjd [mm]','Armeringsdiameter [mm]','c/c [mm]','Betongkvalitet (C)','Bredd [m]','Prestandanivå'})
T2=table(categorical({'Lasteffekt','Bärförmåga/Gränsvärde'}),[MED;MRD],[VED;VRD],[winst;winstLimit],[wfin;wfinLimit],[f1;f1Limit],[w1kN;w1kNlimit],[arms;armsgrans],[vrms;vrmsgrens],'VariableNames',{'Plattbärlag','Moment [kNm]','Tvärkraft[kN]','Initialdeformation [mm]','Krypdeformation [mm]','Egenfrekvens [Hz]','Nedböjning1kN [mm/kN]','Accelerationsrespons [m/s^2]','Impulshastighetsrespons [m/s]'})
%% KLT
T1=table(categorical({'*';}),L,Antalskikt,hkl*1000,Overundervikt,Langskikt,Tvarskikt,Virkeskvalitet,B,Level,'VariableNames',{'KL-trä','Spännvidd [m]','Antal skikt','Höjd [mm]','Vikt övergolv/undertak [kg]','Skiktjocklek Längs [mm]','Tvärskikt [mm]','Virkeskvalitet (C)','Bredd [m]','Prestandanivå'})
T2=table(categorical({'Lasteffekt','Bärförmåga/Gränsvärde'}),[MED;MRD],[VED;VRD],[winst;winstLimit],[wfin;wfinLimit],[f1;f1Limit],[w1kN;w1kNlimit],[arms;armsgrans],[vrms;vrmsgrens],'VariableNames',{'KL-trä','Moment [kNm]','Tvärkraft [kN]','Initialdeformation [mm]','Krypdeformation [mm]','Egenfrekvens [Hz]','Nedböjning1kN [mm/kN]','Accelerationsrespons [m/s^2]','Hastighetsrespons [m/s]'})

%% Grafer för L=X
%% Utnyttjandegrad
figure(1)
plot(L,L.^0,'-- k',L,MED./MRD,'r',L,VED./VRD,'b',L,winst./winstLimit,'m',L,wfin./wfinLimit,'g',L,f1Limit./f1,'k','LineWidth',1.5)
ylim([0 1.2])

```

```

%xlim([0 4.2])
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Utnyttjandegrad,\{it U}')
legend({'Moment,\{it M}','Tvärkraft,\{it V}','Deformation korttidslast,\{it w_i_n_s_t}','Deformation långtidslast,\{it w_f_i_n}','Egenfrekvens,\{it f_1}','Location','northwest'})
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
yticks(0:1.2);
yticklabels({' ','1.0'})
%% Moment
figure(2)
plot(L,MED,'r',L,L.^0.*MRD,'r --','LineWidth',1.5)
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Moment,\{it M} [kNm]')
%ylim([4.5 10.5])
%xlim([2.8 4])
legend({'Dimensionerande moment,\{it M_E_d}','Bärförmåga,\{it M_R_d}','Location','northwest'})
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
%% Tvärkraft
figure(3)
plot(L,VED,'b',L,L.^0.*VRD,'b --','LineWidth',1.5)
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Tvärkraft,\{it V} [kN]')
%ylim([0 150])
legend({'Dimensionerande tvärkraft,\{it V_E_d}','Bärförmåga,\{it V_R_d}','Location','northwest'})
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
%% Deformation
figure(4)
plot(L,winst,'m',L,winstLimit,'m --',L,wfin,'g',L,wfinLimit,'g --','LineWidth',1.5)
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Deformation,\{it w} [mm]')
legend({'Deformation korttidslast,\{it w_i_n_s_t}','Gränsvärde, \{it L}/500','Deformation långtidslast,\{it w_f_i_n}','Gränsvärde, \{it L}/300','Location','northwest'})
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
ylim([0 50])
%% Egenfrekvens
figure(5)
plot(L,f1,'k',L,L.^0*f1Limit,'k --',L,L.^0*4.5,'k --','LineWidth',1.5)
ylim([0 12])
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Egenfrekvens,\{it f_1} [Hz]')
h=legend({'Egenfrekvens, \{it f_1}','Gränsvärde','Location','northwest');
set(h,'Interpreter','tex')
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
yticks([4.5 8]);
yticklabels({'4.5','8'})
hold on
x_fill=[L(1), L, L(end)];
y_fill=[4.5, L.^0*f1Limit, 4.5];
fill(x_fill, y_fill, 'k', 'FaceAlpha', 0.1, 'EdgeColor', 'None', 'HandleVisibility', 'off')
hold off
%% Styvhet mm/kN
figure(6)
plot(L,w1kN,'k',L,w1kNlimit,'k --','LineWidth',1.5)
%ylim([0 0.5])
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Nedböjning,\{it w} [mm]')
legend({'Nedböjning för punktlast 1 kN','Gränsvärde','Location','northwest'})
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
yticks([0.25 0.5 1.0 1.5]);
%% Accelerationsrespons
figure(7)
plot(L,arms,'k',L,L.^0.*armsgrans,'k --',fmindrex,fmindrey,'k --','LineWidth',1.5)
ylim([0 0.6])
xlabel('Spännvidd,\{it L} [m]')
ylabel('Accelerationsrespons,\{it a_r_m_s} [mm/s^2]')

```

```

legend({'Accelerationsrespons',{it a_r_m_s},'Gränsvärde'),'Location','northwest')
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
yticks([0.02 0.04 0.06 0.12 0.18]);
yticklabels({'20','40','60','120','180'})
%%Vertikal streckad linje visar vid vilken spännvidd egenfrekvens understiger 8 Hz
%% Impulshastighetsrespons
figure(8)
plot(L,vrms,'k',L,L.^0.*vrmsgrans,'-- k','LineWidth',1.5)
xlabel('Spännvidd,{\it L} [m]')
ylabel('Impulshastighetsrespons,{\it v_r_m_s} [mm/s]')
legend({'Impulshastighetsrespons',{it v_r_m_s},'Gränsvärde'),'Location','northwest')
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
yAxis=get(gca,'YAxis');
yAxis.Exponent=0;
ylim([0 0.005])
%xlim([0 4.2])
yticks([0.0004 0.0008 0.0012 0.0024 0.0036]);
yticklabels({'0.4','0.8','1.2','2.4','3.6'})

%% P.Level
figure(16)
plot(L,Level,'k',utslagenx,utslageny,'k --','LineWidth',1.5)
xlabel('Spännvidd,{\it L} [m]')
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
ax=gca;
ax.YDir='reverse';
ax.XAxisLocation='bottom';
set(ax,'YLim',[0 6]);
%xlim([0.01 2.5])
yticks(0:6);
yticklabels({' ','Prestandanivå 1','Prestandanivå 2','Prestandanivå 3','Prestandanivå 4','Prestandanivå 5','Underkänd'})

hold on
x_fill=[L(1), L, L(end)];
y_fill=[6, Level, 6];
fill(x_fill, y_fill,'k','FaceAlpha',0.15)
hold off
%%Streckad linje visar vid vilken spännvidd deformation överstiger gränsvärde
%% PBL

%% c/c + Arm.area
tiledlayout(2,1)

% Top plot
nexttile
plot(L,L.^0.*s.*1000,'k','LineWidth',1.5)
ylim([0 300])
%xlim([0 4.2])
xlabel('Spännvidd,{\it L} [m]')
ylabel('c/c [mm]')
title('c/c armering')

% Bottom plot
nexttile
plot(L,L.^0.*As2.*10000,'k','LineWidth',1.5)
ylim([0 20])
xlabel('Spännvidd,{\it L} [m]')
ylabel('Armeringsarea,{\it A_s} [cm^2/m]')
title('Armeringsarea')
fontsize(gcf,20,"points")
%xlim([0 4.2])
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])

%% Betongen spricker
figure(12)
plot(L,checkkar,L,checkkva,L,L.^0,'--')

```



```

xlabel('Spännvidd [m]')
ylabel('Betongen spricker vid 1')
legend({'Karakteristisk lastkombination','Kvasipermanent lastkombination','1'})
fontsize(gcf,13,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 2000])
ylim([0 1.5])
%% Överarmering
figure(13)
plot(L,L.^0.*pbal,'k--',L,L.^0.*parm,'k','LineWidth',1.5)
ylim([0 0.06])
% xlim([0 4.2])
xlabel('Spännvidd, {\it L} [m]')
ylabel('Armeringsandel, {\it \rho} [%]')
legend({'Balanserad armeringsandel, {\it \rho_b_a_l}','Armeringsandel, {\it \rho}','Location','northwest'})
fontsize(gcf,20,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 700])
%yticks(0:0.06);
yticklabels({' ','1','2','3','4','5',' '})
%% KLT
%% Effektiv bredd
figure(14)
plot(L,Bef)
xlabel('Spännvidd')
ylabel('Effektiv bredd [m]')
fontsize(gcf,13,"points")
set(gcf,'Position',[10 10 1000 2000])
%% P.ind-Level
figure(15)
plot(L,wLevel)
%Välj vibrationsparameter w, a eller v

%% För helskärm

%set(gcf,'Units','Normalized','OuterPosition',[0, 0.04, 1, 0.96]);

```