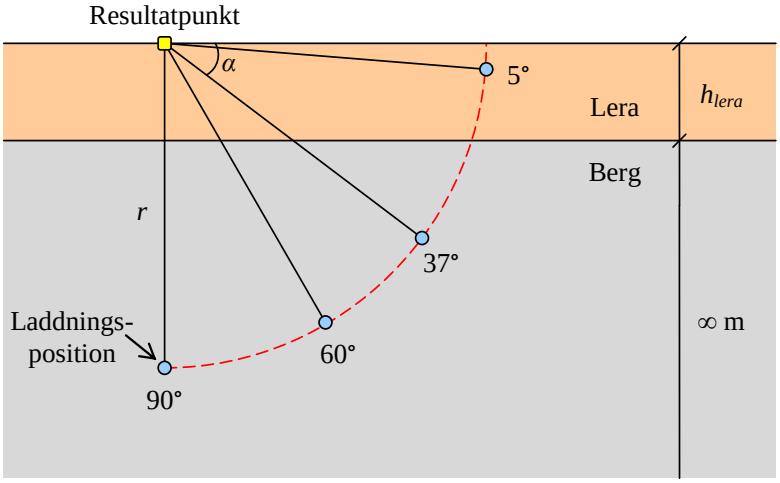
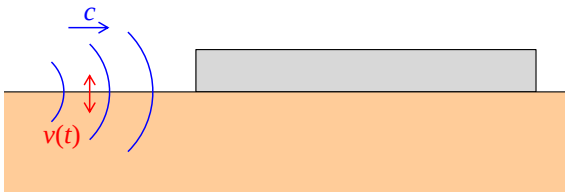
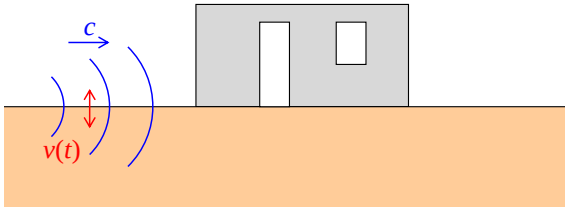
CHALMERS
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY







Skadeverkan mot byggnad av mark-vibrationer från sprängning

Peter Folkow, Morgan Johansson, Joosef Leppänen

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Rapport ACE 2021:1
Göteborg, 2021

RAPPORT ACE 2021:1

Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning

PETER FOLKOW
MORGAN JOHANSSON
JOOSEF LEPPÄNEN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Chalmers tekniska högskola

Göteborg, 2021

Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning

PETER FOLKOW

MORGAN JOHANSSON

JOOSEF LEPPÄNEN

Rapport ACE 2021:1
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers tekniska högskola 2021

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Framsida:

Schematisk beskrivning av belastningsfall som studeras (övre bild) samt vibrationslast som kommer in från vänster mot studerade strukturer (nedre bild).

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Chalmers reproservice, Göteborg

Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning

PETER FOLKOW
MORGAN JOHANSSON
JOOSEF LEPPÄNEN

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik

Sammanfattning

Vid sprängningsarbete uppstår en omgivningspåverkan i form av markvibrationer som kan ge upphov till skador hos närliggande byggnader och konstruktioner. I dagens svenska vibrationsstandard anges riktlinjer för tillåtna vibrationsvärden för att undvika skador på olika typer av byggnader och byggnadsmaterial. Dessa riktlinjer är i huvudsak baserade på arbete utfört under 1940 till 1960-talet och beror av faktorer såsom t.ex. avstånd och grundförhållanden. Det vetenskapliga stödet är dock svagt, och kritik har framförts att givna riktlinjer i flera fall bedöms vara alltför konservativa. Med anledning av detta finns det i branschen en önskan att modernisera den nationella standarden. För att kunna göra detta finns det dock ett behov av att bättre förstå den teoretiska bakgrunden till hur olika vibrationsfaktorer påverkar skadebilden i en byggnad samt vilken effekt olika typer av parametrar har på skaderisken.

Denna förstudie behandlar modellering av markvibrationer från sprängning och dess inverkan på närliggande byggnader. Arbetet omfattar dels att studera vilka markvibrationer som genereras från sprängning (lastresponsen), och dels hur dessa vibrationer påverkar angränsande byggnader (strukturresponsen). I projektet studeras inverkan på skaderisken från olika parametrar kopplade till lastens, markens och byggnadens egenskaper.

Ett ytterligare syfte med förstudien är att utifrån numerisk modellering närmare studera de riktlinjer för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader som formuleras i Svensk Standard, samt i någon mån också relatera resultaten till standarder i andra länder. Projektet syftar således till att ge en djupare förståelse för kopplingen mellan mark- och strukturvibrationer, och hur detta i sin tur relaterar till skador i konstruktioner. Genom att belysa hur olika fenomen, och samspelet dem emellan, inverkar på skaderisken hos en vibrationsutsatt byggnad kan sådana modeller utgöra en viktig grundsten för en framtida revidering av Svensk Standard.

Nyckelord: skadeverkan, markvibrationer, sprängning, Svensk Standard, lastrespons, strukturrespons

Innehållsförteckning

Förord

Detta arbete har utförts som ett gemensamt projekt av deltagare på avdelningarna för Dynamik respektive Konstruktionsteknik på Chalmers och utgör en förstudie om hur markvibrationer från sprängning kan orsaka skada mot närliggande byggnader. Studien har finansierats av Trafikverket via projektet ”Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning” (TRV2019/12968, EF 1612).

De finita elementanalyser som presenteras i denna rapport har utförts av Arian Naseri (lastrespons) samt Gabriel Edefors (strukturrespons), båda masters-studenter på Chalmers, och arbetsgruppen önskar framföra sitt tack till dem båda för ett mycket väl utfört arbete. Förstudien har följts av en referensgrupp bestående av Alf Ekblad, Trafikverket, samt Mathias Jern, Nitro Consult, och arbetsgruppen tackar dem för deras stöd samt värdefulla synpunkter under arbetets gång. Slutligen tackas även Lars-Olof Dahlström, adj. professor på LTU/Golder, för stöttning i frågor kring sprängning i berg.

Arbetet med den här rapporten har utförts under perioden hösten 2019 till våren 2021 av en projektgrupp bestående av följande personer:

- Peter Folkow, Docent, Chalmers Dynamik
- Morgan Johansson, Adj. professor, Chalmers Konstruktionsteknik/Norconsult
- Joosef Leppänen, Universitetslektor, Chalmers Konstruktionsteknik

Under arbetets gång har korta sammanfattningar av arbetets fortskridande presenterats vid de kvartalsvisa mötena med ”SIS/TK 111 – Vibration och stöt” inom ”AG-3 Byggnaders påverkan av vibrationer”.

Förutom denna rapport har resultat om lastrespons även presenterats på en internationell konferens, EURODYN 2020 i Aten (Nasseri et al., 2020). Vidare planeras att resultat från strukturresponsen ska presenteras på Bergdagarna 2021.

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Vid sprängningsarbete uppstår en omgivningspåverkan i form av markvibrationer som kan ge upphov till skador hos närliggande byggnader och konstruktioner. För att minska risken för sådana skador införs restriktioner på markvibrationer vilket har konsekvens på metod och storlek på samverkande laddning och därmed framdrift. I dagens svenska vibrationsstandard (SIS, 2011) anges riktlinjer för tillåtna vibrationsvärden för att undvika skador på olika typer av byggnader och byggnadsmaterial. Dessa riktlinjer är i huvudsak baserade på empiriska data framtagna under 1940- samt 1950-talet samt bearbetade under framförallt 1960-talet och framåt (riktlinjerna har uppdaterats vid ett antal tillfällen, senast 2011) och beror av faktorer såsom t.ex. avstånd och grundförhållanden. Det vetenskapliga stödet för riktvärdena får anses vara svagt, och kritik har framförts om deras giltighet (SIS, 2013a, b; Jern, 2018). En bidragande faktor till kritiken är att riktvärdena i flera fall bedöms vara alltför konservativa, vilket har negativ inverkan på framdriften vid berguttag.

I de flesta andra länder används konceptuellt annorlunda riktlinjer än i Sverige, baserade på frekvensanalys hos den genererade vibrationen (Jern, 2018; NGI Remedy, 2019, Gjödvad och Jern, 2019; Norén-Cosgriff *et al.*, 2020). Dessa riktlinjer tillåter normalt olika vibrationsnivåer i olika frekvensintervall, t.ex. genom en trappstegsformad frekvensprofil där mer restriktiva nivåer råder för de lägre frekvenserna. Grundförhållanden och dess inverkan på vågorna (våglängd, vågtyp, dämpning) beaktas därmed inte specifikt.

Eftersom nuvarande svenska riktlinjer har sina brister och i huvudsak är baserade på tumregler med svag vetenskaplig förankring, så finns det i branschen en önskan att modernisera den nationella standarden. För att kunna göra detta finns det dock ett behov av att bättre förstå den teoretiska bakgrunden till hur olika vibrationsfaktorer påverkar skadebilden i en byggnad samt vilken effekt olika typer av parametrar har på skaderisken i belastad struktur. Det anses vara dåligt känt hur och när skador uppkommer, och mer utförliga studier baserat på numerisk modellering har särskilt lyfts fram i Norén-Cosgriff *et al.* (2020). Genom att klargöra samverkan mellan grundens vibrationer, byggnadens dynamiska egenskaper och risk för skada så utgör sådan kunskap underlag till att i förlängningen föreskriva en ny Svensk Standard avseende riktlinjer för bedömning av skaderisk i byggnader vid sprängning i berg.

1.2 Syfte och mål

Syftet med projektet var att studera vågutbredning- och vibrationseffekter från sprängning, samt att erhålla en djupare fysikalisk förståelse för kopplingen mellan markvibrationer och påkänningar i närliggande byggnader. Detta innefattade således både studier av lastrespons, dvs. vilka markvibrationer som genereras vid sprängning, och strukturrespons, dvs. hur de uppkomna vibrationerna påverkar den utsatta byggnaden.

Projektet avsåg att studera hur olika fenomen, och samspelet dem emellan, inverkar på markvibrationerna och skaderisken på byggnader. Den parameterinverkan som studerades närmare var:

- lastens egenskaper (amplitud, frekvens, varaktighet, position),
- markens egenskaper (styvhet, densitet, dämpning, geometri),
- byggnadens egenskaper (material, geometrisk utformning, interaktion med mark, övrig belastning).

Målet med projektet har varit att erhålla en solid bedömningsgrund för att avgöra vilka av de ovan angivna parametrarna som är mest centrala vid uppkomsten av skador i byggnader. Analysen har i stor utsträckning baserats på den kritik som framförts mot Svensk Standard, för att i möjligaste mån utröna standardens för- och nackdelar. Denna utförda förstudie utgör således en grund för mer detaljerade studier framöver, lämpligen genom ett framtida doktorandprojekt. Ett sådant framtida projekt skulle med fördel nyttja kunskap från denna förstudie, i kombination med data från fälttester såsom sprängtest i Norge (Norén-Cosgriff *et al.*, 2020) och storskaliga projekt (t.ex. Västlänken i Göteborg eller Förbifart Stockholm). Ett viktigt framtida mål är således att tydliggöra bakomliggande orsaker till både varför och när skador uppstår, samt när det inte blir skador. I förlängningen skulle detta utgöra en god grund vid en framtida revidering av Svensk Standard avseende riktlinjer för bedömning av skaderisk i byggnader vid sprängning i berg.

En ökad kunskap om skaderisk vid markvibrationer är av betydelse för såväl branschen som samhället i stort eftersom det ökar möjligheten till mer tillförlitlig prediktion, t.ex. vid sprängning nära vibrationskänsliga konstruktioner eller verksamheter. Detta medför en mer effektiv framdrift av berguttag, något som i sin tur möjliggör omfattande ekonomiska och miljömässiga besparingar.

1.3 Metod

Projektet har genomförts i olika etapper, vilket kan sammanfattas som:

- Litteraturstudie
- Beräkningsstudie (analytiska, numeriska FE-analyser) av lastresponsen
- Beräkningsstudie (analytiska, numeriska FE-analyser) av strukturresponsen

Litteraturstudien har pågått löpande under hela projektet, med ett visst fokus under hösten 2019. Denna omfattar studier av standardlitteratur inom olika delområden kopplat till projektet, såsom översiktsbeskrivningar av fenomen kopplat till strukturrespons från sprängning (Dowding, 1985, 2000; Siskind, 2018) samt mer detaljerade beskrivningar av vågutbredning i elastisk media (Achenbach, 1973; Henrych, 1979) inklusive numeriska metoder vid behandling av strukturvibrationer (Wolf, 1985). Studier har även gjorts av olika standarder, såsom speciellt den svenska [SIS, 2011, 2013a, b; Jern, 2018), norska (NGI Remedy, 2019; Standard Norge, 2001; Ramstad och Madshus, 2014) samt andra internationella standarder [SIS, 2013b; NGI Remedy, 2019; Gjödvad och Jern, 2019).

Beräkningar kopplat till lastresponsen har innefattat både analytiska och numeriska (FEM) modeller. Studierna har rört effekter kopplat till lasten (position, amplitud, varaktighet, frekvensinnehåll), vågutbredningsfenomen (våghastighet, dämpning, frekvensinnehåll) samt interaktion mellan olika material såsom berg-lera samt randeffekter vid markytan (reflexion, vågtypomvandling, förskjutningsfält). Huvuddelen av de utförda beräkningarna har baserats på FEM i två dimensioner (2D), nyttjande både tids- och frekvensmetoder. Dessa beräkningar har till viss del baserats på resultat från ett examensarbete utfört vid Chalmers (Eriksson och Jansson, 2018) samt vidareutveckling av detta. De analytiska beräkningarna har använts för att klargöra grundläggande fenomen och, där så är möjligt, erhålla lösningar som tydligt beskriver inverkan på vågutbrednings- och vibrationsresponsen från de ingående parametrarna.

I analys av strukturresponsen har 2D strukturdynamiska effekter studerats utifrån givna markvibrationer – både analytiskt för en enkel balkstruktur samt numeriskt (FEM) för detta fall samt en förenklad byggnad. Beräkningarna har resulterat i förskjutnings- och spänningsfält för varierande fall av markvibrationer (amplitud, frekvensinnehåll, vågutbredningshastighet) och strukturens egenskaper (material, geometrisk utformning, interaktion med mark). Huvuddelen av beräkningarna har baserats på FEM, nyttjande frekvensmetoder.

1.4 Begränsningar

Det finns en mängd förenklingar i denna förstudie som bör noteras. Den kanske mest centrala rör att de numeriska resultaten bygger på 2D-teori. Detta är en närmast standardmässig förenkling för elastodynamiska problem, och huvudskälet är den stora besparing i beräkningsomfattning som en 2D geometri innebär jämfört med 3D. Förenklingen anses inte påverka lastresponsanalysen i någon större utsträckning (skillnader mellan vågutbredningsfenomen i 2D och 3D kan antingen kalibreras eller är av begränsad betydelse). För strukturresponsanalysen är förenklingen dock mer betydande, då strukturens möjliga 3-dimensionella beteende inte fångas (t.ex. olika svängningsmoder). Även om många viktiga strukturfenomen kan studeras med 2D, så bör en noggrann strukturanalys även i någon omfattning inbegripa 3D-analys.

En ytterligare förenkling rör interaktionen mellan mark och byggnad. Lastresponsstudien hanterar i huvudsak vågutbredningsfenomen i mark med fri yta (utan byggnad). Vid strukturresponsstudien undersöks i huvudsak strukturdynamiska effekter från föreskriven markvibration med given frekvens. Denna senare förenkling gjordes för att mer specifikt kunna studera frekvensinverkan på strukturresponsen. Det bör poängteras att studier av strukturresponsen, nyttjande mer komplicerade markvibrationsdata från sprängningsanalys (i frekvens- eller tidsdomän), rent beräkningsmässigt dock inte innebär någon större komplikation.

Numeriska analyser i projektet är baserad på linjärelastisk analys. Huvudsyftet med förstudien är att få en kvalitativ uppfattning hur olika parametrar påverkar responsen, och för detta bedöms linjära antaganden vara fullt tillräckliga. I projektet har därmed inte heller sprängteknik studerats, t.ex. storlek på laddning och detonationsordning, eller lokala effekter på berget på kort avstånd från laddningen. För mer detaljerade studier av last- och strukturanalysen bör icke-linjära teorier nyttjas i någon omfattning, t.ex. vid lokala spänningskoncentrationer med tillhörande sprickbildning. I tillägg bör nämnas att vald modellering av byggnader vid studier av strukturresponsen är starkt förenklad (bortsett från att vara i 2D). Det har inte heller funnits utrymme att

kalibrera numeriska modeller mot experimentella data. Detta är istället något som planeras genomföras i fortsatta studier, t.ex. från fältförsök i Norge, se Bilaga A samt Norén-Cosgriff *et al.* (2020)

2 Teoretisk genomgång

2.1 Övergripande litteraturgenomgång

2.1.1 Allmän bakgrund

Som beskrivits i avsnitt 1.1 så har studier av bergsprängning traditionellt sett byggt på överslagsräkningar som kalibrerats mot experimentella resultat. Detta har resulterat till olika tumregler, vilket avspeglas i de gällande riktlinjer som tillämpas i t.ex. den svenska vibrationsstandarden för sprängning (SIS, 2011). Standardlitteraturen inom området (Dowding, 1985, 2000; Siskind, 2018) är av liknande övergripande karaktär. Här genomförs grundläggande teoretisk modellering i kombination med olika idealiseringar och förenklingar, vilket i många fall resulterar i relativt behändiga matematiska samband. Dessa samband innehåller som oftast parametrar som kalibreras mot experimentella data. Denna typ av framställning har naturligtvis flera fördelar, eftersom det resulterar i tumregler som, i bästa fall, avspeglar verkligheten tillräckligt väl. En nackdel är att modellerna baseras på ett antal förenklingar som begränsar tillämpbarheten – dessa begränsningar kan också vara bristfälligt beskrivna vilket försvårar för användare att använda modellerna korrekt.

En naturlig förbättring av dessa modeller är att använda olika sorters avancerade beräkningsverktyg, såsom t.ex. FEM. Detta lyfts ofta fram som den mest lovande metoden för att öka förståelsen för dessa vibrationsproblem samt modernisera riktlinjer och standarder (Dowding och Diels, 2019). Litteraturen inom området ökar snabbt, men mängden vetenskapliga publikationer nyttjande numeriska metoder synes än så länge dock fortfarande vara ganska blygsam vid jämförelse med närbesläktade områden såsom seismologi.

2.1.2 Beskrivning av Svensk Standard

Den svenska vibrationsstandarden (SIS, 2011) är i huvudsak baserad på empiriska data från 1940- och 1950-talet (SIS, 2013b). De i standarden tillåtna riktvärdena baseras på den maximala vertikala förskjutningshastigheten i nivå med grundläggningen. Riktvärdet v beräknas enligt

$$v = v_0 \cdot F_b \cdot F_m \cdot F_d \cdot F_t \tag{2.1}$$

där v_0 är en okorrigerad hastighet och F_b, F_m, F_d samt F_t är faktorer som beaktar typ av byggnad, material, avstånd respektive verksamhet.

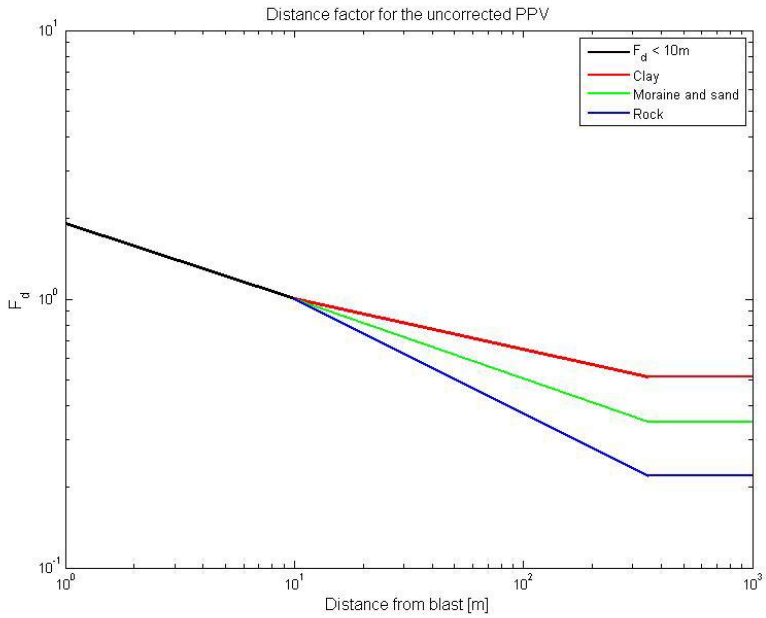
Riktlinjer för dessa ingående parametrar är i stor utsträckning baserat på erfarenhet och kan kortfattat beskrivas enligt nedan:

- **Okorrigerad hastighet, v_0:** Detta värde är baserad på undergrundens material; lägre för mjukare material (t.ex. lera) jämfört med styvare material (t.ex. berg). Riktvärden för v_0 ges i Tabell 2.1. Dessa värden är baserade på erfarenhet mellan vertikal svängningshastighet och skador på byggnader. En enkel relation råder mellan v_0 [mm/s] och tryckvågens utbredningshastighet c_P [m/s] ur $v_0 = c_P/65$ (Eriksson och Jansson, 2018). Denna formel bygger på relation mellan brott och töjning, där töjningen kan visas relatera till utbredningshastigheten (SIS, 2013b).

- **Byggnadsfaktor, F_b:** Denna faktor beaktar känsligheten för olika typer av byggnader (lägre värde för vibrationskänslig byggnadskonstruktion). Faktorn omfattar fem klasser där t.ex. tunga konstruktioner tillämpar F_b = 1,7, normala bostadsbyggnader F_b = 1,0 och känsliga byggnader F_b = 0,65.
- **Materialfaktor, F_m:** Denna faktor beaktar det ingående materialets vibrationskänslighet (lägre värde för vibrationskänsligt byggnadsmaterial). Faktorn omfattar fyra klasser där t.ex. armerad betong tillämpar F_m = 1,2, oarmerad betong F_m = 1,0 och kalksandsten F_m = 0,65.
- **Avståndsfaktor, F_d:** Denna faktor beaktar avståndet mellan sprängladdning och utsatt byggnad (lägre värde för större avstånd). Faktorn relaterar både till kortaste avståndet mellan sprängsalva och byggnad, samt till markförhållandena (lera, morän, berg) enligt Figur 2.1. Dessa värden är i huvudsak baserade på att tryckvågen är dominerande på korta avstånd, medan Rayleighvågen är dominerande på längre avstånd (SIS, 2013b).
- **Verksamhetsfaktor, F_t:** Denna faktor beaktar typ av verksamhet som sprängningen sker i (lägre värde för mer tidsomfattande verksamhet). Faktorn omfattar två klasser där anläggningsprojekt såsom t.ex. tunnelarbete tillämpar F_t = 1,0 medan fasta anläggningar såsom t.ex. bergtäkt tillämpar F_t = 0,75-1,0.

Tabell 2.1 Riktvärden för okorrigerad hastighet v_0 att använda i ekvation (2.1). Baserat på SIS (2011).

Material	v_0 [mm/s]
Lera	18
Morän	35
Berg	70



Figur 2.1 Värde på avståndsfaktorn F_d för olika material. Baserat på SIS (2011).

Svensk Standard ska ses som en vägledning och kan inte med självklarhet tillämpas i alla fall – speciellt framhåller standarden försiktighet vid slanka konstruktioner samt vid korta sprängningsavstånd (närområde < 10 m enligt Figur 2.1).

Kritik har framförts mot standarden baserat på flera faktorer (SIS, 2011, 2013). En aspekt som standarden bortser ifrån är inverkan av undergrundens mer detaljerade beskaffenheter, såsom tjocklek, mäktighet, pålning etc. Vidare beaktar standarderna enbart riktvärden för maximal vertikal hastighet vid marken (PPV), och inte en tri-axiell rörelse (PCPV) som således även innefattar horisontell rörelse. Horisontell rörelse är i vissa fall den dominerande rörelseriktningen och bedöms ha inverkan på skador i t.ex. höga slanka byggnader, vid förekomst av källarplan och vid sprängning på korta avstånd. I tillägg beaktar inte standarderna i någon större omfattning specifika effekter från sprängning under mark, där inverkan från olika vågtyper (tryck- och skjuvvåg) bedöms ha stor betydelse utöver ytvågor (Rayleighvåg). På det hela taget bedöms riktvärdena i Svensk Standard ofta vara alltför konservativa, särskilt för mjuka markmaterial samt för större avstånd.

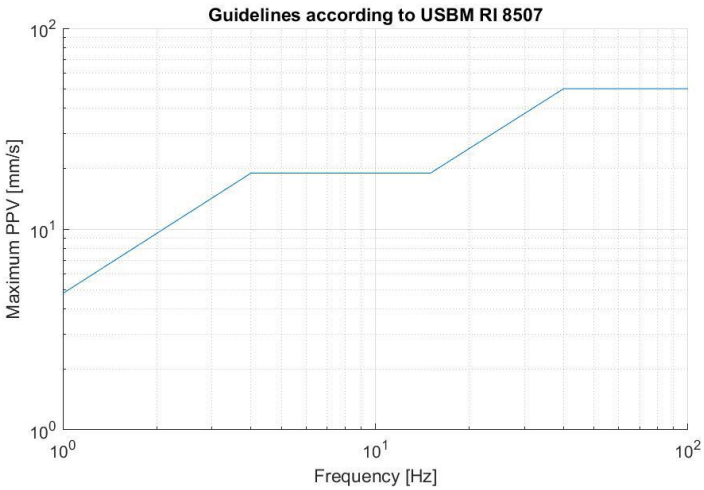
En ytterligare kritik som framförts är att lastens frekvensinnehåll inte explicit behandlas, se avsnitt 2.1.3 för mer information. Det bör dock poängteras att Svensk Standard, genom de olika korrektionsfaktorerna, i någon mån beskriver olika effekter från vibrationernas frekvensinnehåll. Exempel på det är parametrarna kopplade till grundförhållanden och avstånd, där både v_0 och F_d kan anses inbegripa inverkan från mer lågfrekventa vibrationer genom att lägre värden tillämpas vid vågutbredning i mjukt material respektive vid längre avstånd.

2.1.3 Standarder i andra länder

I flertalet andra länder används istället riktlinjer som är baserade på frekvensanalys hos den genererade vibrationen (SIS, 2013; Jern, 2018, NGI Remedy, 2019; Gjödvad och Jern, 2019) där förhållandet mellan frekvens och grundläggningens svängningshastighet är den styrande parametern. I dessa standarder tillåts normalt olika nivåer i olika frekvensintervall, t.ex. genom en trappstegsformad frekvensprofil där mer restriktiva nivåer råder för de lägre frekvenserna. Frekvensbaserade metoder beaktar därmed direkt inverkan från den för strukturvibrationer så centrala frekvensen, om än i starkt förenklad form. Metoderna bygger på jämförelser mot frekvensberoende gränsvärden, antingen direkt eller genom nyttjande av olika frekvensfilter. Andra i sammanhanget inverkande parametrar såsom t.ex. vibrationens utbredningshastighet, våglängd, vågtyp (tryck- och skjuvvåg) beaktas i begränsad omfattning. Den vetenskapliga kunskapen i nuläget, om hur och i vilken mån riktvärdena för frekvensbaserade standarder är relaterade till riktvärden beräknade enligt dagens svenska standard, får enligt Jern (2019) dock anses vara svag.

Frekvensbaserade metoder med trappstegsformad profil används i olika versioner i många länder såsom t.ex. USA och Tyskland – ett exempel på en sådan profil i den amerikanska standarden illustreras i Figur 2.2. Flertalet av dessa riktlinjer bygger på starkt förenklade samband från empiriska data från 1960-talet. Avstånds- och undergrundsbaserade standarder används i ett fåtal länder, främst i Norden (t.ex. Sverige, Norge och Finland). Den norska sprängstandarden revideras nyligen i grunden och ersattes med en frekvensbaserad (ej trappstegsformad) modell (Ramstad och Madshus, 2014). En huvudsaklig återgång till den tidigare standarden (Standard Norge, 2001) skedde dock kort därpå efter kritik från branschen. I likhet med den

svenska standarden så har kritik framförts i respektive land att flera av de frekvensbaserade modellerna är onödigt restriktiva för tillåtna vibrationsnivåer.



Figur 2.2 Riktlinjer för tillåtna vibrationer (PPV) som funktion av lastens frekvensinnehåll enligt amerikansk standard. Från Siskind (2018).

2.2 Lastrespons

2.2.1 Allmän beskrivning av lasten

Vid detonation uppkommer ett stort tryck med höga temperaturer under ett kort tidsförlopp. Detonationen kan uppdelas i en initial chockpuls med ett efterföljande högt gastryck. Bortsett från lokala skadeeffekter på berget i närfältet, så utbreder sig en våg (huvudsakligen tryckvåg) i omgivande medium. Vid studie av närfältet krävs omfattande analys som inbegriper termodynamik, skademekanismer och plasticitet etc. I detta projekt så studeras dock enbart de uppkomna linjära vågutbredningseffekterna i fjärrfältet.

Den i fjärrfältet propagerande tryckvågen beror på flera faktorer. Detta innefattar inverkan från dels lokala faktorer i närfältet från detonationen (laddningsnivå, tidsförlopp, lokala geometriska och materiella förhållanden) och dels globala faktorer i fjärrfältet relaterat till det omgivande mediet (materialegenskaper, avstånd). Vid bestämning av fjärrfältets inverkan så används alltifrån enklare tumregler till mer avancerade modeller.

En vanligt förekommande enkel modell för att bestämma markens maximala partikelhastighet *PPV* (*particle point velocity*) från en detonation är att utifrån laddningens storlek Q och avståndet r mellan laddning och mätpunkt finna en funktion f enligt

$$PPV = f\left(Q, r\right) \tag{2.2}$$

Det förekommer en mängd olika formler för denna funktion (Eriksson och Jansson, 2018) där en vanligt förekommande så kallad skallagsekvation kan formuleras som

$$PPV = K\left(\frac{r}{\sqrt{Q}}\right)^{-B} \tag{2.3}$$

där K och B är konstanter baserade på empiriska data.

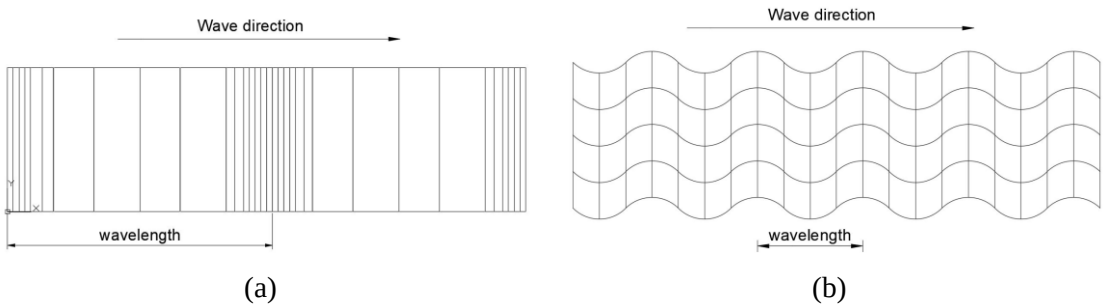
Mer avancerade fjärrfältsanalyser baseras i regel på att det lokala tryckfältet från laddningen kan formuleras, varvid efterföljande vågutbredningsfenomen ut från källan, inklusive randeffekter vid markytan, kan beräknas. Man får därmed förskjutningar och spänningar i marken, inklusive *PPV* vid markytan. Det finns en mängd olika modeller för hur lokala tryckpulsen $P(t)$ från laddningen bäst modelleras (Eriksson och Jansson, 2018). I denna studie används dock

$$P(t) = 4P \cdot \left(e^{-b \cdot t/\sqrt{2}} - e^{-\sqrt{2} \cdot b \cdot t} \right) \tag{2.4}$$

vilket resulterar i en lastpuls såsom illustreras i avsnitt 3.2.3. I detta uttryck baseras trycket P på laddning (storlek, detonationstid, borrhålsgeometri) medan b är en dämpningsfaktor som styr tryck-tidssambandets form och t är tid.

2.2.2 Övergripande om vågutbredning i solida material

Mekaniska vågor kan utbreda sig i en elastisk kropp genom i huvudsak två olika vågtyper. Den ena är en tryckvåg (benämnd P-våg) där mediets partiklar rör sig i vågens utbredningsriktning, medan den andra är en skjuvvåg (benämnd S-våg) där mediets partiklar rör sig vinkelrätt mot vågens utbredningsriktning, se Figur 2.3 för schematiska illustrationer.



Figur 2.3 Schematisk illustration av (a) P-våg samt (b) S-våg.

P-vågen (ibland benämnd Primär våg) utbreder sig med högre hastighet jämfört med S-vågen (ibland benämnd Sekundär våg), och för en isotrop kropp fås vågutbredningshastigheterna som

$$c_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \tag{2.5}$$

$$c_S = \sqrt{\frac{E}{\rho \cdot 2(1+\nu)}} \tag{2.6}$$

där ρ är densitet, E är elasticitetsmodul och ν är tvärkontraktion. Ett styvare material såsom berg har en högre vågutbredningshastighet för respektive våg än ett mjukare material såsom lera (materialskillnader hos Lamékonstanterna inverkar här mer än motsvarande för densiteten). Vågutbredningshastigheterna beror som synes inte på vågens frekvensinnehåll. Sambandet mellan våglängd λ och frekvens f är

$$\lambda = \frac{c}{f} \tag{2.7}$$

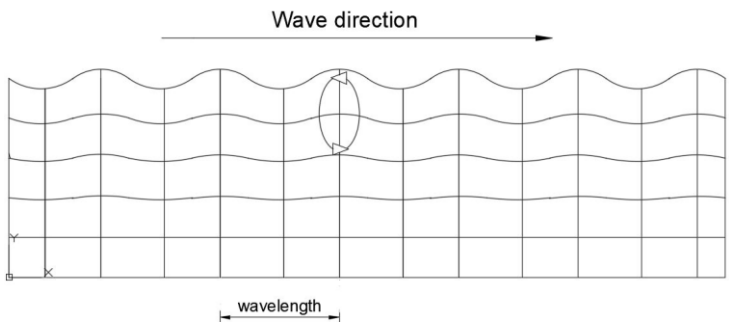
där c är mediets utbredningshastighet (för P- eller S-våg). Således är våglängderna kortare för höga frekvenser jämfört med för låga frekvenser i ett material. En annan följd är att våglängden i ett styvare material (berg) är längre än våglängden i ett mjukare material (lera) för en given frekvens.

För vågor som utbreder sig mot en gränsyta mellan två olika material (t.ex. från berg mot lera) så kommer den inkommande vågen delas upp i en reflekterande del (i berg) och en transmitterande del (i lera). Vågomvandling sker i denna gränsyta, där inkommande våg (P- och/eller S-våg) i båda fallen resulterar i reflekterande par av P- och S-vågor, samt transmitterande par av P- och S-vågor. Motsvarande sker således vid en fri yta (t.ex. från mark till luft), där vågor reflekteras med motsvarande vågomvandling (dock ingen nämnvärd transmission). Vågomvandlingen vid gränsytor beror på flera faktorer såsom materialegenskaper på var sin sida av gränsytan samt vågornas infallsvinklar i förhållande till gränsytan.

Vid sidan om vågomvandling vid gränsytor så kan här även uppkomma olika former av ytvågor. Inverkan från dessa vågor är kopplat till just gränsytan längs med vilken vågorna i huvudsak propagerar. Vågenergin avtar markant med avståndet från gränsytan, där inverkan är försumbar redan vid några våglängders avstånd. Den kanske viktigaste ytvågen är Rayleighvåg (R-våg) som förekommer vid fri yta (t.ex. markyta). R-vågens utbredningshastighet kan härledas ur en ekvation innefattande både P- och S-vågshastigheterna, och är lägre än hos S-vågen (och då också P-vågen). En vanligt förekommande approximation för utbredningshastigheten är (Achenbach, 1973)

$$c_R = \frac{0,862 + 1,14 \cdot \nu}{1 + \nu} \cdot c_S \tag{2.8}$$

Rayleighvågen uppvisar mindre dämpning än både P- och S-vågen, se avsnitt 2.2.3, varför vågen ofta har en central inverkan vid strukturvibrationer. Förskjutningsfältet från R-vågor har utöver en vertikal komponent också en betydande horisontell komponent, där den förra är ca 50% större än den senare, se Figur 2.4 för en schematisk illustration av R-våg.



Figur 2.4 Schematisk illustration av R-våg.

2.2.3 Dämpning

Vid vågutbredning i ett elastiskt medium uppkommer flera olika former av dämpning. De i detta sammanhang (fjärrfältstudier från sprängning) viktigaste bidragen är geometrisk och materiell dämpning.

Materiell dämpning uppkommer på grund av friktion mellan mediets partiklar vid deras relativa svängningsrörelser. Sådana effekter skiljer sig markant åt hos olika typer av medier (t.ex. berg och lera) och är ofta komplicerade att modellera på detaljnivå. Det finns flera enklare former av dämpningsmodeller, där flertalet baseras på att vågorna dämpas exponentiellt med avståndet enligt

$$A_2 = A_1 \cdot e^{-d(r_2 - r_1)} \tag{2.9}$$

där A_1 och A_2 är amplituden hos en våg vid avståndet r_1 respektive r_2 från laddningen. Den materiella dämpningsfaktorn d beror på flera faktorer såsom mediets materialegenskaper och vågens frekvensinnehåll. Generellt så har styvare material mindre materiell dämpning (t.ex. berg) jämfört med mjukare material (t.ex. lera) på grund av effekter kopplade till materialets elastiska egenskaper. Friktionen mellan partiklar påverkas också av frekvensen, där högre frekvenser i allmänhet resulterar i mer materiell dämpning.

Den geometriska dämpningen är inte kopplad till förluster av mekanisk energi på grund av friktionsvärme, utan är en effekt av energikonservering hos propagerande vågor. Således uppkommer geometrisk dämpning även i ett ”perfekt medium” utan friktion. Geometrisk dämpning kan analytiskt studeras med god noggrannhet, och den styrande termen som anger dämpningen kan skrivas

$$A_2 = A_1 \left(\frac{r_1}{r_2} \right)^n \tag{2.10}$$

där n är den geometriska dämpningsfaktorn, se Richart *et al.* (1970). Denna dämpningsfaktor beror (idealt) inte på mediet eller frekvensen utan enbart på geometriska faktorer. Vid radiell vågutbredning i tre dimensioner (3D), t.ex. vid sprängning under jord, så är $n = 1$. Denna effekt på volymvågor gäller således både för P- och S-vågor. Detta brukar beskrivas som att fältet avtar med avståndet som $1 / r$. Vid vågutbredning i två dimensioner (2D), t.ex. i cylindrisk geometri, så är $n = 1 / 2$. Fältet avtar alltså som $1 / r^{1/2}$. Detta är ett vanligt förekommande scenario, då ett ursprungligen 3D-problem förenklas genom att studera motsvarande plana 2D-problem, jämför hantering av den beräkningsmodell som använts i denna rapport. som beskrivs i avsnitt 3.2.1. Den geometriska dämpningen vid vågutbredning längs en fri yta för en R-våg, t.ex. vid sprängning nära markytan, dämpas i enlighet med $n = 1 / 2$ (motsvarande ytbärande del av P- och S-vågor avtar enligt $n = 2$).

2.2.4 Metoder för uppskattning av vibrationer

2.2.4.1 Orientering

Det finns en mängd analytiska metoder som kan tillämpas för att studera vågutbredningsfenomen från sprängning. Det innefattar både modellering av detonationen och efterföljande vågutbredning ut från källan, samt randeffekter vid gränsytor såsom vid markytan. Här illustreras två fenomen kopplat till detta.

2.2.4.2 Vågutbredning i 3D

Vid radiell modellering i 3D från en detonation i en sfärisk kavitet så kommer en ren tryckvåg utbredas i rummet ut från källan (förutsatt att trycket är jämnt fördelat vid kavitetens rand). För ett medium som initialt är i vila, så kan tryckvågen i mediet

bestämmas analytiskt för ett givet tryck $P(t)$ vid kavitetens rand (t.ex. trycket $P(t)$ enligt ekvation (2.4), illustrerad i Figur 3.2 i avsnitt 3.2.3). Denna lösning görs enklast med hjälp av införandet av en potentialfunktion $\varphi(r,t)$ som relaterar till mediets radiella förskjutning u vid vågutbredningen enligt

$$u(r,t) = \frac{\partial \varphi}{\partial r} \tag{2.11}$$

När en våg utbreder sig förlustfritt i radiell riktning från detonationen, så måste potentialen kunna beskrivas som

$$\varphi(r,t) = \frac{1}{r} \cdot f(s) \tag{2.12}$$

där

$$s = t - \frac{r-a}{c_P} \tag{2.13}$$

Således bestäms potentialen av funktionen $f(s)$ som modellerar rörelse från kavitetens rand ($r = a$) ut radiellt i mediet med utbredningshastigheten c_P. Som synes avtar potentialen som $1 / r$ såsom väntat. Funktionen $f(s)$ härleds utifrån givet randtryck $P(t)$ enligt Achenbach (1973) som

$$f(s) = \frac{a}{\rho \cdot \beta} \int_o^s P(s-\tau) \cdot e^{-\alpha t} \cdot \sin \beta\tau \cdot d\tau \tag{2.14}$$

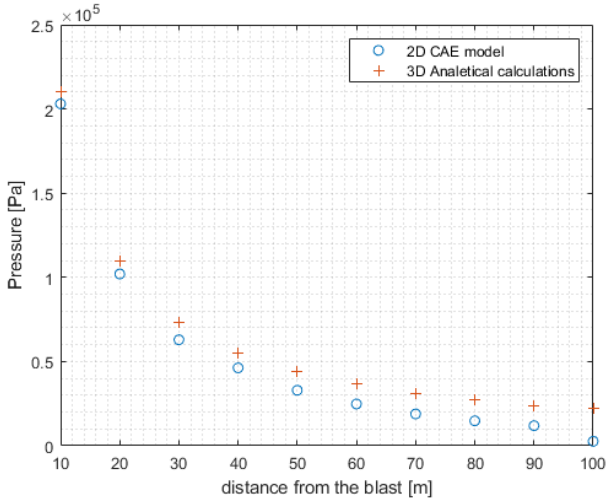
där α och β beror på materialparametrar och kavitetsradien a – båda är proportionerliga mot c_P / a. Förskjutningsfältet u i mediet fås därmed ur ekvation (2.11) varur i sin tur hastighets- och spänningsfälten kan bestämmas. Notera att de härmed erhållna fälten är för vågutbredning i en homogen tredimensionell kropp utan hänsyn tagen till randeffekter (t.ex. från fri markyta). Det bör också poängteras att ingen materiell dämpning antas i relationerna ovan, enbart geometrisk dämpning.

En uppfattning om beteendet hos funktionen $f(s)$ i ekvation (2.14) kan fås genom att studera specialfallet när lasten är en impulsfunktion med $P(t)=P_0\ \delta(t)$. Insatt i ekvation (2.14) ger detta att

$$f(s) = -\frac{a}{\rho \cdot \beta} \cdot P_0 \cdot e^{-\alpha s} \cdot \sin \beta s \tag{2.15}$$

Ur ekvation (2.15) kan utläsas att $f(s)$ beteende i stor utsträckning beror av α och β, dvs. vågutbredningshastigheten c_P. Studeras t.ex. skillnaden i fältet för ett styvare material jämfört med ett vekare material, så kommer i styvare fallet maxvärdet för pulsen vara lägre, vågen efter passerad vågpuls avta snabbare med tiden, och svängningsförloppet vara mer högfrekvent jämfört med det vekare fallet. Detta illustreras också senare i avsnitt 3.3.1.

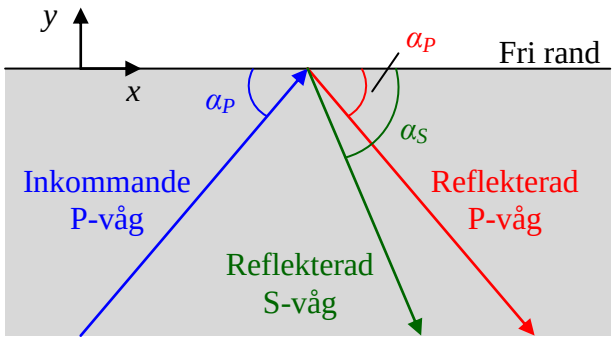
I Figur 2.5 illustreras hur det maximala trycket avtar med avståndet från en detonation. Jämförelsen är med 3D-lösningen ovan (geometrisk dämpning) och den 2D FE-lösning som beskrivs i avsnitt 3.2.1. Som synes är överensstämmelsen ganska god, där 2D-lösningen utöver geometrisk dämpning också inbegriper materiell dämpning.



Figur 2.5 *Illustration av hur det maximala trycket P avtar med avståndet r från en explosion. Jämförelse mellan 2D numerisk modell (se avsnitt 3.2.1) samt analytisk 3D-modell.*

2.2.4.3 Reflexion av 2D planvåg vid yta

Analytisk studie av 3D randeffekter vid t.ex. en fri yta är komplicerat. En god prediktering av de viktigaste fenomenen kan fås genom att studera motsvarande 2D-problem för vågutbredning i *xz*-planet. Analytiska lösningar för transienta 2D randproblem finns formulerade, se t.ex. Achenbach (1973). Eftersom dessa kräver omfattande analys, så är dock en vanligt förekommande metod att studera de betydligt mer behändiga lösningarna för 2D planvågor vid fix frekvens. I Figur 2.6 ges en schematisk illustration av hur, en från detonationen, propagerande P-våg infaller mot den fria ytan och reflekteras som både en P- och en S-våg.



Figur 2.6 *Schematisk illustration av hur en inkommande P-våg reflekteras som en P- och S-våg.*

Förskjutningsfälten för dessa tre vågor, som modellerar 2D planvågor vid fix frekvens, är

$$u_P^i = A\left(\cos\alpha_P, \sin\alpha_P, 0\right)\cdot e^{i\cdot k_P\left(x\cdot\cos\alpha_P + y\cdot\sin\alpha_P - c_P\cdot t\right)}\,. \tag{2.16}$$

$$u_P^r = A\cdot R_P\left(\cos\alpha_P, -\sin\alpha_P, 0\right)\cdot e^{i\cdot k_P\left(x\cdot\cos\alpha_P - y\cdot\sin\alpha_P - c_P\cdot t\right)}\,. \tag{2.17}$$

$$u_S^r = A\cdot R_S\left(\sin\alpha_S, \cos\alpha_S, 0\right)\cdot e^{i\cdot k_S\left(x\cdot\cos\alpha_S + y\cdot\sin\alpha_S - c_S\cdot t\right)}\,. \tag{2.18}$$

där

$$k_P = \frac{\omega}{c_P} \tag{2.19}$$

$$k_S = \frac{\omega}{c_S} \tag{2.20}$$

Den inkommande (och reflekterade) P-vågsvinkeln relateras till den reflekterade S-vågsvinkeln enligt

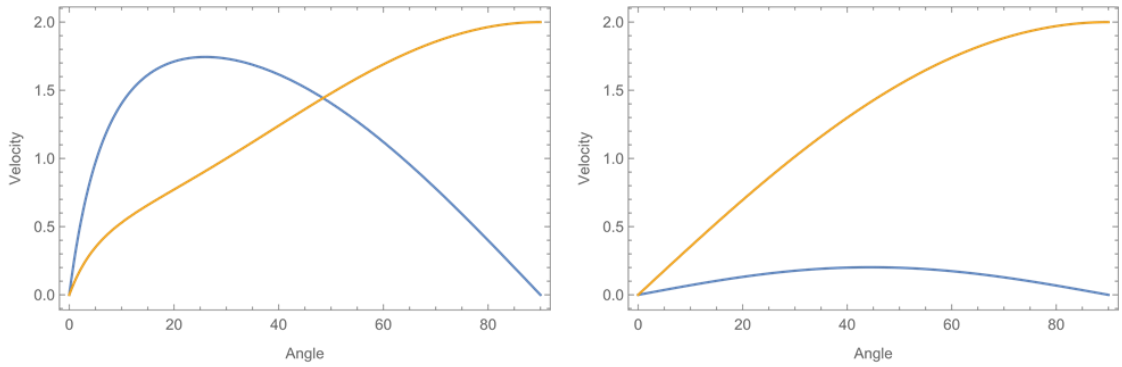
$$\cos\alpha_S = \frac{c_S}{c_P} \cdot \cos\alpha_P \tag{2.21}$$

För en given P-våg med infallsvinkel α_P och amplitud A så kan reflektionskoefficienterna R_P och R_S bestämmas med utnyttjande att randen är spänningsfri (Achenbach, 1973):

$$R_P = \frac{\cos 2\alpha_P \cdot \cos 2\alpha_S - \left(c_P / c_S\right)^2 \cdot \sin^2 2\alpha_S}{\cos 2\alpha_P \cdot \cos 2\alpha_S + \left(c_P / c_S\right)^2 \cdot \cos^2 2\alpha_S} \tag{2.22}$$

$$R_S = \frac{2 \cdot c_P / c_S \cdot \cos 2\alpha_P \cdot \sin 2\alpha_S}{\cos 2\alpha_P \cdot \cos 2\alpha_S + \left(c_P / c_S\right)^2 \cdot \sin^2 2\alpha_S} \tag{2.23}$$

Dessa reflektionskoefficienter beror enbart på vågens infallsvinkel och materialegenskaper, men inte på frekvensen. Det går således att härur bedöma hur en given tryckvåg med amplitud A reflekteras vid en fri yta för olika infallsvinklar. I Figur 2.7 visas resultaten för hastigheter för en inkommande P-våg med normerad hastighet.



(a) (b)

Figur 2.7 Reflekterande vertikal (orange kurva) och horisontell hastighet (blå kurva) för en P-våg med normerad hastighet som kommer in mot en fri markyta med infallsvinkel α_P: (a) berg, (b) lera.

Den vertikala hastigheten för både berg och lera (här valda materialdata enligt Tabell 3.1 i avsnitt 3.2.2) visar på liknande fenomen, med monotont ökande värden med ökande infallsvinkel. Således fås den maximala vertikala hastighet (fördubbling) vid vinkelrätt infall, dvs. lasten är placerad rakt under mätpunkten på ytan. Detta fall motsvarar $R_P = 1$ och $R_S = 0$, så ingen vågomvandling till S-vågor sker vid just denna reflexion.

Den horisontella hastigheten (blå kurva) i Figur 2.7 visar också på inbördes liknande fenomen för båda materialen, där maximalt värde fås för specifik sned infallsvinkel; $\alpha_P = 26^\circ$ för berg och $\alpha_P = 45^\circ$ för lera. Vid respektive maxvärde så interagerar alltså

inkommande P-våg med reflekterade P- och S-vågor så att maximal horisontell rörelse uppkommer vid ytan. Vid berg så är den horisontella komponenten betydande jämfört med lera, där det för berg uppkommer en förstärkningseffekt i ett vinkelintervall. Det skall dock poängteras att denna planvågsmodell inte innefattar uppkomsten av R-vågor – dessa vågor fångas inte av denna ansats.

Eftersom reflektionskoefficienterna är oberoende av frekvensinnehållet hos den mot ytan inkommande vågen är denna enkla planvågsansats även tillämpbar för en transient propagerande våg. Således kan en enkel analytisk modell studera 3D vågutbredning från en laddning som propagerar mot ytan, och denna vågs reflekterande P- och S-fält från olika ytpositioner genom en 2D planvågsansats. Resultatet för detta illustreras vidare i avsnitt 3.3.2.

Planvågsansatsen kan i viss utsträckning också tillämpas vid transienta vågutbredningsproblem mot en gränsyta mellan två olika material (t.ex. från berg mot ett skikt av lera). Den därvid uppkomna vågutbredningen i lerskiktet resulterar vanligtvis i intressanta förstärkningsfenomen genom interferens av vågor. Studier av dessa fenomen kräver dock mer omfattande analytiska lösningsmodeller, så för vågutbredningsproblem i lerskikt hänvisas till den numeriska FE-modellen.

2.3 Strukturrespons

2.3.1 Balk på fjädrande bädd

I ett försök att övergripande beskriva hur ingående lastparametrar påverkar de påkänningar som uppstår i en konstruktion utgås här från ett väldigt förenklat fall. Här studeras en balk som ligger på marken där det antas att balken, vid inkommandet av en vibrationsvåg, rör sig på exakt samma sätt som underlaget. Detta innebär att marken är så styv i förhållande till balken att deformationer som sker i marken är försumbara i jämförelse med deformationer i balken. För en enkel vibrationsvåg kan den vertikala rörelsen i marken då beskrivas som

$$u(x,t) = A \cdot \cos \omega t = u_A \cdot \cos \omega t \tag{2.24}$$

$$v(x,t) = -A\omega \cdot \sin \omega t = -v_A \cdot \sin \omega t \tag{2.25}$$

där u och v är förskjutning respektive hastighet i vertikalled (vinkelrätt balkens längdriktning), A är en konstant, ω är vågens vinkelfrekvens, t är tid och x är koordinat för studerad punkt i balken. Av detta kan konstateras att maximal förskjutning i balken kan tecknas som

$$u_A = \frac{v_A}{\omega} \tag{2.26}$$

Dvs. en ökad partikelhastighet v_A hos markvibrationen medför en lika stor ökning av den vertikala deformationen i balken medan en ökad frekvens ω hos samma markvibration medför en proportionellt minskad deformation i balken.

I detta uttryck finns dock ingen inverkan av våghastigheten c och för att finna ett sådant samband utgås från antagandet att stavens vertikala rörelse kan beskrivas som en linjärelastisk balk utsatt för en jämnt utbredd last q.

Den vertikala förskjutning u kan för en sådan balk beskrivas som

$$u \propto \frac{ql^4}{EI} \tag{2.27}$$

där ”$\propto$” är tecknet för proportionell, l är balkens spännvidd, samt E och I är elasticitetsmodul respektive tröghetsmoment. Vid linjärelastisk respons gäller vidare att sambandet mellan moment M och krökning κ kan skrivas som

$$\kappa = \frac{M}{EI} \propto \frac{ql^2}{EI} \tag{2.28}$$

och kombineras detta uttryck med ekvation (2.27) samt med nyttjande att böjspänningen σ är proportionell mot krökningen κ så kan sambandet mellan böjspänning och förskjutning skrivas som

$$\sigma \propto \frac{u}{l^2} \tag{2.29}$$

Markvibrationens våglängd λ kan vidare uttryckas som

$$\lambda = c \cdot T = \frac{c}{f} = 2\pi \cdot \frac{c}{\omega} \tag{2.30}$$

och beskriver hur lång sträcka som en våg med våghastighet c och frekvens ω hinner nå under en tidsperiod $T = 1 / f$. Denna våglängd motsvarar dubbla balkens spännvidd, dvs.

$$\lambda = 2 \cdot l \tag{2.31}$$

vilket gör att böjspänningen, via ekvation (2.26), (2.29) och (2.30), slutligen kan uttryckas som

$$\sigma \propto \frac{u}{\lambda^2} \propto \frac{v_A / f}{\left(c / f\right)^2} \propto \frac{v_A \cdot f}{c^2} \tag{2.32}$$

Dvs. den påkänning σ som uppstår vid böjning av balken är proportionell mot vibrationsamplituden v_A och vågfrekvensen ω samt omvänd proportionell mot vågutbredningshastigheten c i kvadrat.

I det uttryck som ges i ekvation (2.32) finns en inverkan av både vibrationsamplitud v_A, frekvens f samt vågutbredningshastighet c. En kontroll mot nuvarande svenska standard för vibrationsskador visar att risken för byggnadsskada (högt värde på σ) ökar med ökande partikelhastighet v_A samt minskar med ett ökande värde på våghastigheten c. I Svensk Standard minskar dock inte risken för skada proportionellt med c^2, så som antyds i ekvation (2.32), aktuella samband motsvarar mer en proportionalitet mot enbart c, se avsnitt 2.1.2.

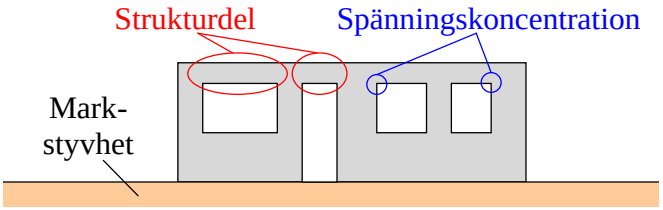
I Svensk Standard beaktas i nuläget inte den inkommande vågens frekvens men en jämförelse med den amerikanska eller tyska standarden, se avsnitt 2.1.3, visar att ett ökande värde på frekvensen f där medför en minskad risk på risk för skada, dvs. tvärtemot av vad som anges i ekvation (2.32). Detta antyder att detta samband är för enkelt och således behöver modifieras för att bättre stämma överens med verkligheten.

Möjliga förklaringar till en sådan konceptuell avvikelse ges nedan:

- I härledning av ekvation (2.32) utgås från att balken är styvt kopplad i vertikalled till marken, dvs. att en given vertikal rörelse i marken resulterar i exakt samma vertikala rörelse i balken.
    - Ett sådant antagande kan eventuellt vara rimligt om marken är väldigt styv, t.ex. berg, men är inte lika rimligt vid en mjukare marktyp, t.ex. morän eller lera. Ett mjukare markmaterial klarar inte lika väl av att överföra uppkommen rörelse till balken och därför fås i praktiken en lägre påkänning än vad som skulle vara fallet vid en helt styv koppling.
    - Om markens styvhet är låg i jämförelse med balkens så kommer den vertikala rörelsen till stor del sannolikt ske i marken (dvs. marken trycks samman) istället för att balken erhåller en vertikal deformation. Därmed minskar också resulterande påkänning i den vibrationsutsatta balken – skillnad i styvhet hos mark och struktur skulle således kunna vara en potentiellt viktig parameter.
- Balkens massa kan påverka hur mycket en markrörelse kommer att lyfta den. Att strukturen har en hög massa skulle i princip kunna ha samma konceptuella innebörd som att den har en hög styvhet, dvs. att en ökad andel av applicerad deformation istället tas upp som en hoptryckning av marken.
- En hög lastfrekvens innebär att rörelserna i staven skiftar snabbt. En hög ökad belastningshastighet medför i sin tur att hållfastheten hos materialet under belastningstillfället tillfälligt ökar – därmed minskar samtidigt även risken för skador.

2.3.2 Vägg med öppningar

Den struktur med en balk på en fjädrande bädd som utgås ifrån i avsnitt 2.3.1 utgör en starkt idealiserad förenkling av en verklig byggnad. Även om ett sådant synsätt är användbart för att belysa grundläggande samband mellan olika parametrar är det inte tillräckligt för att beskriva en mer verklighetsnära struktur. Som komplement till detta utgås därför här från en mer komplex struktur i form av en vägg med öppningar, se schematisk illustration i Figur 2.8. Även om en sådan struktur också utgör en grov förenkling av en verklig byggnad så kan den dock fortfarande, på ett mer korrekt sätt, sägas beskriva de konceptuella egenskaper som en godtycklig byggnad innehar.



Figur 2.8 *Schematisk illustration av vägg med öppningar där exempel på olika strukturdelar samt områden med spänningskoncentrationer har markerats.*

En ökad geometrisk komplexitet medför att byggnadens olika strukturdelar, t.ex. väggstrimlor över/under samt vid sidan om öppningar, kommer att reagera olika vid olika frekvenser. Detta resulterar i en komplex interaktion som kan medföra att det blir svårt att överblicka vilken inverkan specifika lastparametrar har på uppkomna

påkänningar. Spännvidden hos sådana strukturdelar är vidare geometriskt givna och påverkas därför inte av lastens våglängd λ på samma sätt som en balk på en fjädrande bädd. Detta medför även att det samband som härletts i ekvation (2.32), för en balk vilande på en fjäderbädd, sannolikt inte gäller lika väl för en vägg med öppningar.

Markens fjäderstyvhet kan även för en vägg med öppningar ha en betydande inverkan på den strukturrespons som fås. Där en stelkroppsrörelse hos en balk vilande på en fjäderbädd inte resulterar i några påtagliga påkänningar så kan situationen i en vägg med öppningar bli en helt annan. En sådan global stelkroppsrörelse av väggen kan sätta enskilda strukturdelar i svängning, och därmed även resultera i betydande påkänningar i eller kring dessa. Vidare har öppningar ofta en rektangulär form, vilket gör att det i dess hörn uppstår spänningskoncentrationer som gör detta område mer känsligt för påkänningar orsakade av inkommande markvibrationer.

3 FE-analyser – Lastrespons

3.1 Orientering

I detta kapitel studeras vilken övergripande inverkan som olika material (berg, lera) samt geometrisk konfiguration (avstånd, infallsvinkel, tjocklek hos lerlager) har på resulterande vibrationsvärden på markytan. Numeriska beräkningar har utförts med hjälp av finit elementmetod (FEM) med antagande av tvådimensionella (2D) modeller. Användandet av 2D-modeller för dessa studier är en förenkling av verkligheten som bedöms utgöra en god balans mellan noggrannhet och ”kostnad” med hänsyn till beräkningstid – för en konceptuell studie som denna anses en sådan förenkling fungera bra.

Erhållna vibrationsvärden är en direkt effekt av pålagd last och det ska poängteras att syftet med utförda analyser aldrig varit att fullt ut söka efterlikna en verklig sprängsekvens i berg. Med anledning av detta är det inte heller av intresse att i presenterade resultat fokusera på enskilda vibrationsvärden – istället ska fokus riktas på hur resulterande vibrationer ändras beroende på hur ingående parametrar väljs.

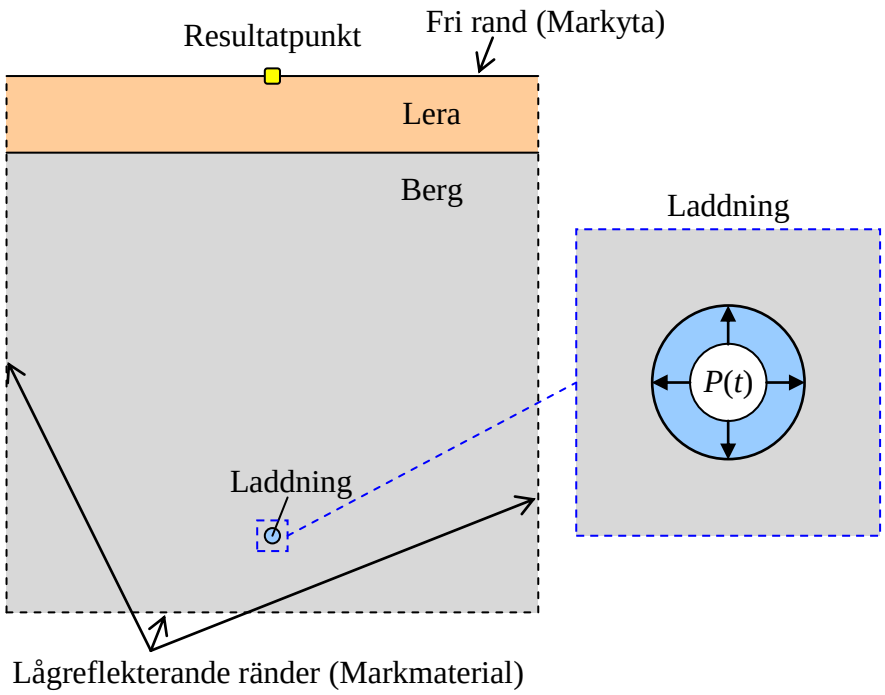
3.2 Förutsättningar

3.2.1 Beskrivning av beräkningsmodell

I Figur 3.1 ges en principiell beskrivning av den beräkningsmodell som har använts för de lastanalyser som har utförts. En 2D-modell med antagande av plan töjning samt att markmaterialet kan beskrivas med en linjärelastisk materialmodell har använts i finita elementprogrammet COMSOL. Modellens ovansida representerar markytan och har modellerats som en fri rand. På denna rand har resultat i form av hastigheter och deformationer registrerats – det är dessa värden som senare används för att beskriva effekten på markytan av en sprängning i marken.

Övriga sidor respresenterar att marken fortsätter i den aktuella riktningen och har modellerats med en lågreflekterande rand – avsikten med detta har varit att, så långt som möjligt, undvika uppkomsten av ofysikaliska vågreflexioner längs dessa ränder.

Själva sprängningen har simulerats genom att i modellen skapa en öppen cirkelformad yta med radie 32 mm inne i markmaterialet. På cirkelns insida har sedan ett trycktidssamband applicerats för att simulera effekten av en sprängning, se avsnitt 3.2.3 för beskrivning av spränglast. Denna cirkel har haft olika positioner i modellen för att simulera effekten av sprängladdningens placering i förhållande till studerad punkt på markytan. Det har i modellen dock aldrig funnits mer än en cirkel samtidigt.



Figur 3.1 *Beräkningsmodell med randvillkor. Spränglast appliceras som ett tryck P(t) på insidan av en cirkel enligt uppförstorad bild.*

Modellen har allmänt haft en geometrisk utformning på bredd x höjd = 100 x 120 m där sprängladdningens djup (centrum cirkel) har varierat mellan 5 m och 100 m. Med hänsyn till cirkeln för applicering sprängning har elementens storlek varierats – minst elementnät invid cirkel och störst längs de lågreflekterande ränderna. Inverkan av modellens geometriska utbredning samt val av elementindelning har undersökts, se avsnitt 3.3.1 för mer information.

En 2D-modell speglar inte verkligheten korrekt – fysikaliskt innebär det att det finns en oändligt lång linjeladdning vinkelrätt modellens plan. Det aktuella förfarandet möjliggör dock snabba analyser från vilka det blir möjligt att observera principiella effekter. Det är också detta som varit syftet med de utförda beräkningarna, varför den valda modellen bedöms vara tillräckligt bra för den aktuella studien.

3.2.2 Material

Markmaterial i modellen har utgjorts av enbart berg eller av en kombination av berg och lera med materialegenskaper och ungefärliga våghastigheter enligt Tabell 3.1:

Tabell 3.1 *Materialegenskaper hos berg och lera i beräkningsmodell. Angivna våghastigheter är avrundade värden baserat på givna materialparametrar.*

Material	E [GPa]	ν [-]	ρ [kg/m^3]	c_P [m/s]	c_S [m/s]	c_R [m/s]
Berg	60	0,25	2 600	5 300	3 000	2 800
Lera	0,050	0,495	1 700	1 000	100	95

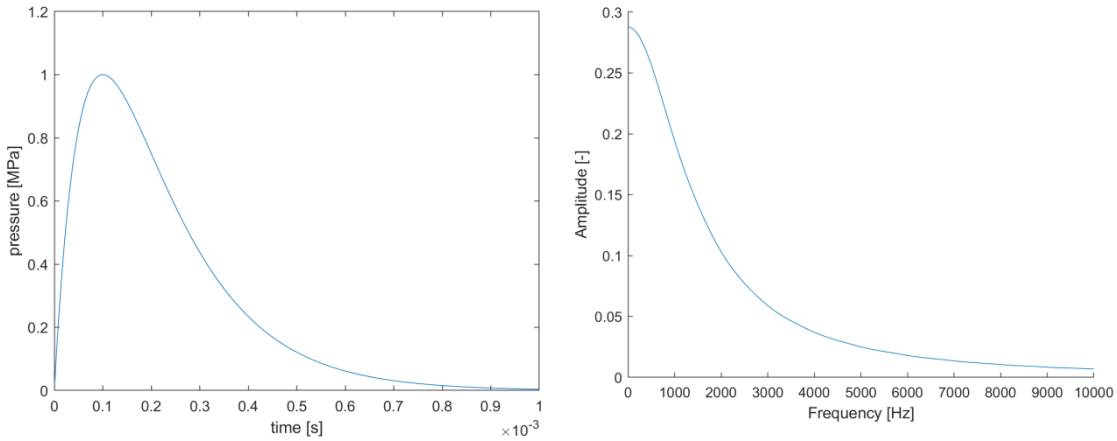
För att approximativt simulera energiförluster i marken användes Rayleighdämpning med följande dämp- och frekvensvärden:

- f = 0 Hz → ξ = 0%
- f = 500 Hz → ξ = 5%

3.2.3 Last

För att simulera en detonation av ett sprängämne har en last med ett tryck-tidssamband och ett frekvenssamband enligt Figur 3.2 använts i analyserna. Denna last har applicerats som en jämnt utbredd linjelast verkande längs omkretsen av en cirkel, vars centrum markerar sprängämnets position, se schematisk illustration i Figur 3.1 i avsnitt 3.2.1.

Den aktuella lasten gör inte anspråk på att korrekt beskriva lasten från en verklig sprängladdning utan ska snarare ses som en enhetslast som används för att kunna jämföra resultat för olika situationer.



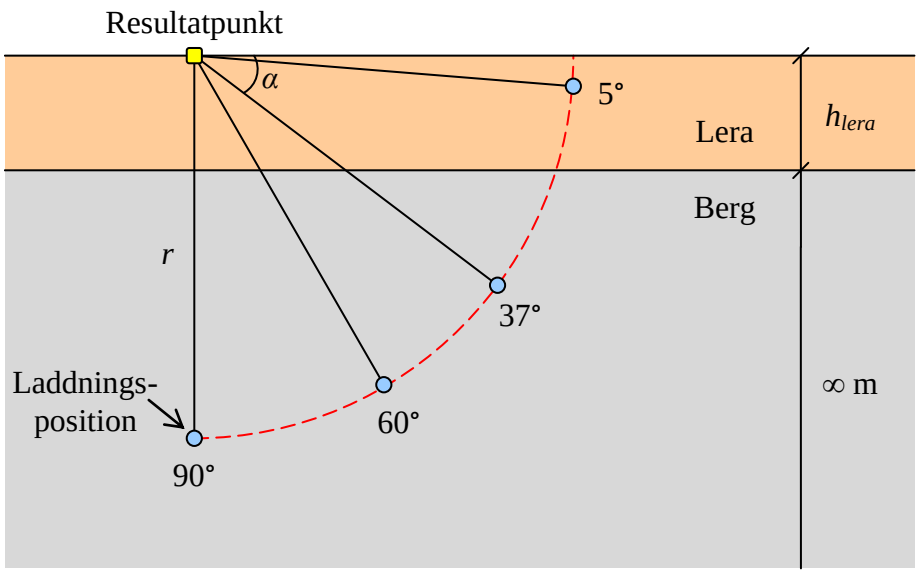
(a) (b)

Figur 3.2 (a) Tryck-tidssamband samt (b) frekvenssamband hos last som används för att simulera detonation av sprängämne.

3.2.4 Studerade fall

Ett stort antal analyser har genomförts för att undersöka inverkan av följande parametrar, se Figur 3.3 för en schematisk beskrivning:

- Avstånd till laddning
  - r = [30, 50, 100] m
- Infallsvinkel
  - α = [5, 37, 60, 90]°
- Lerdjup
  - h_{lera} = [0, 2,5, 5, 10] m



Figur 3.3 Schematisk beskrivning av studerade belastningsfall.

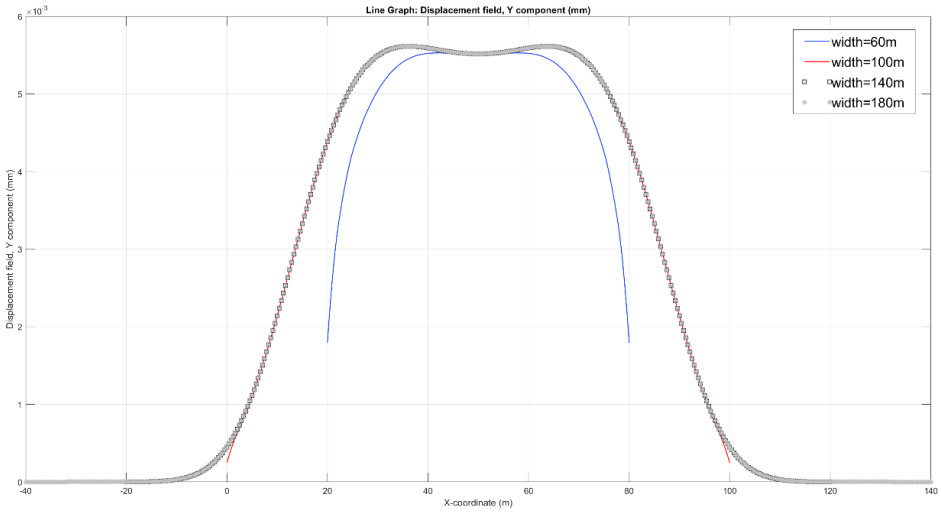
För dessa fall har resultat enligt nedan registrerats och jämförts:

- Vertikala (v_y) och horisontella (v_x) hastighetsamplituder
- Inverkan av vågtyp (P- och R-våg)

3.3 Resultat

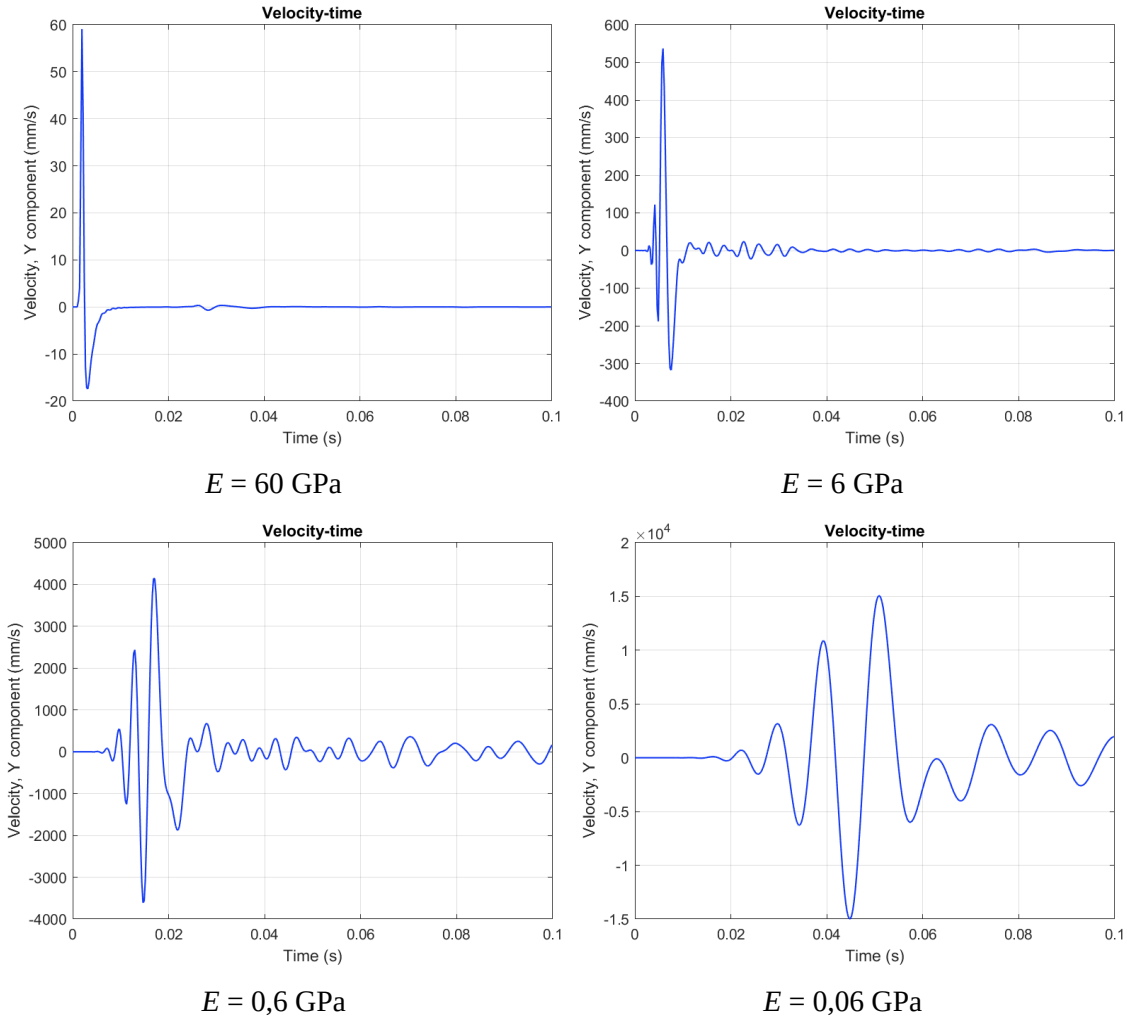
3.3.1 Känslighetsanalys av modell (modellens utbredning)

För att undersöka inverkan av modellens geometriska utbredning gjordes en känslighetsanalys med olika bredder utöver den bredd på 100 m som senare användes. I Figur 3.4 visas en jämförelse av vertikala vibrationer längs den fria markytan för en explosion på djup 100 m när modellbredden varierade mellan 60 m och 180 m. Baserat på denna jämförelse bedömdes det vara tillräckligt att använda en modellbredd på 100 m.



Figur 3.4 Inverkan av modellbredd på vertikala vibrationer längs den fria markytan när explosionen placerades på ett djup 100 m.

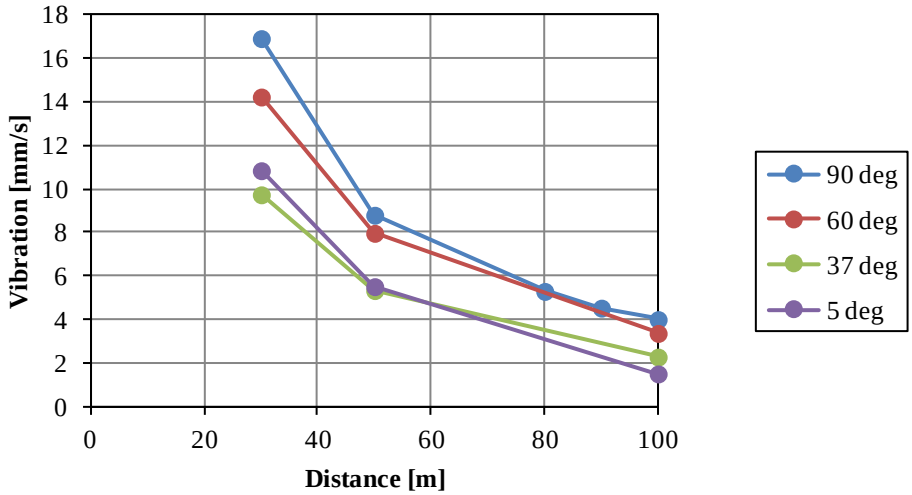
I Figur 3.5 görs en jämförelse av erhållet vibrationssamband $v_y(t)$ när laddningen är placerad rakt under (α = 90°) resultatpunkt på ett avstånd om 10 m. För att spegla den principiella inverkan av markmaterialets elasticitetsmodul har denna varierats med en faktor 10 mellan respektive fall. Dessa grafer speglar i huvudsak de fenomen som påvisas analytiskt i ekvation (2.15) i avsnitt 2.2.4.2. En minskad elasticitetsmodul medför således lägre utbredningshastighet, ökad amplitud, långsammare avtagande vågpuls och ett mer lågfrekvent svängningsförlopp.



Figur 3.5 Inverkan av elasticitetsmodul E på vibrations-tidssamband.

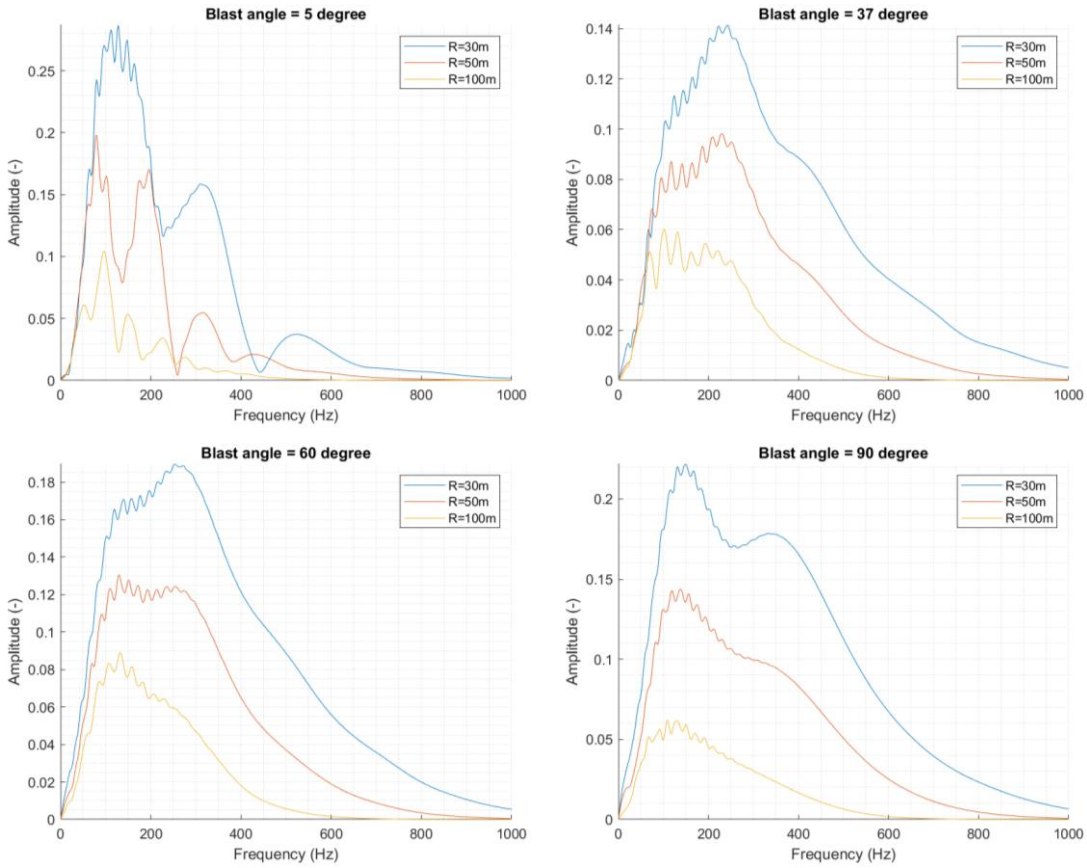
3.3.2 Inverkan av avstånd och vinkel

I Figur 3.6 jämförs maximal vibrationsamplitud v_y i vertikalled för olika kombinationer av avstånd r och infallsvinkel α. Av detta kan konstateras att vibrationsamplituden, som förväntat, minskar med avståndet. Störst amplitud fås vid en infallsvinkel på 90° följt av en vinkel på 60° – det kan dock noteras att maximal amplitud är tämligen likvärdig för en infallsvinkel på 37° samt 5°.



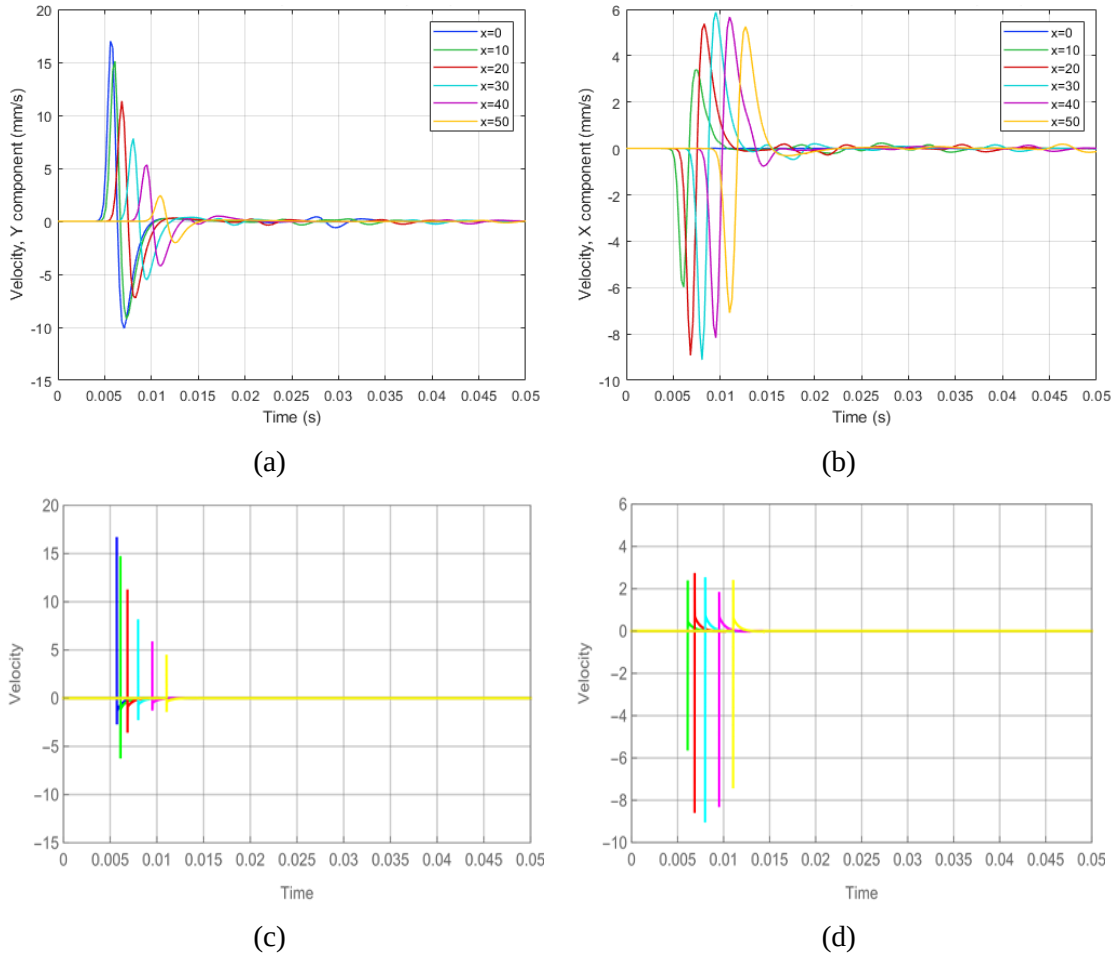
Figur 3.6 *Jämförelse av maximal vibrationsamplitud v_y i vertikalled för olika kombinationer av avstånd r och infallsvinkel α. Lerdjup = 0 m.*

I Figur 3.7 visas en jämförelse av frekvensinnehåll för motsvarande fall. Av detta framgår att frekvensinnehållet minskar med ett ökande avstånd för samtliga infallsvinklar. Frekvensinnehållets form är också förhållandevis likartat för vinklar varierande mellan 37° och 90° medan det skiljer sig för en vinkel på 5°.



Figur 3.7 *Jämförelse av frekvensinnehåll hos den vertikala vibrationen v_y för olika kombinationer av avstånd r och infallsvinkel α.*

I Figur 3.8 visas hastighetskomponenter i vertikal- och horisontalled från FE-analyserna för olika positioner (x = 0-50 m) vid ytan från en laddning placerad 30 m under markytan (vid x = 0 m). Dessa resultat jämförs med analytiska resultat enligt ekvation (2.22) i avsnitt 2.2.4.32 och ekvationerna (2.22) - (2.22) i avsnitt 2.2.4.3. I båda riktningar fås god överensstämmelse för respektive hastighetskomponents max-värde. Dock skiljer sig den efterföljande återförande rörelsen, där den analytiska lösningen har lägre nivåer av skäl som inte har utretts närmre. De numeriska resultatens mindre distinkta pulser beror dels på den materiella dämpningens ”utsmetande” effekt i FE-lösningen, och dels på en för 2D problem känd effekt benämnd Huyghens princip (Achenbach, 1973).



Figur 3.8 *Hasighetskomponent från 2D FE-analys i (a) vertikal samt (b) horisontalled för resultatpunkter på ytan i koordinat x = 0 - 50 m när laddning placerats på 30 m djup. Jämförelse görs med analytiska samband enligt avsnitt 2.2.4.32 - 2.2.4.3 i (c) vertikal- och (d) horisontalled.*

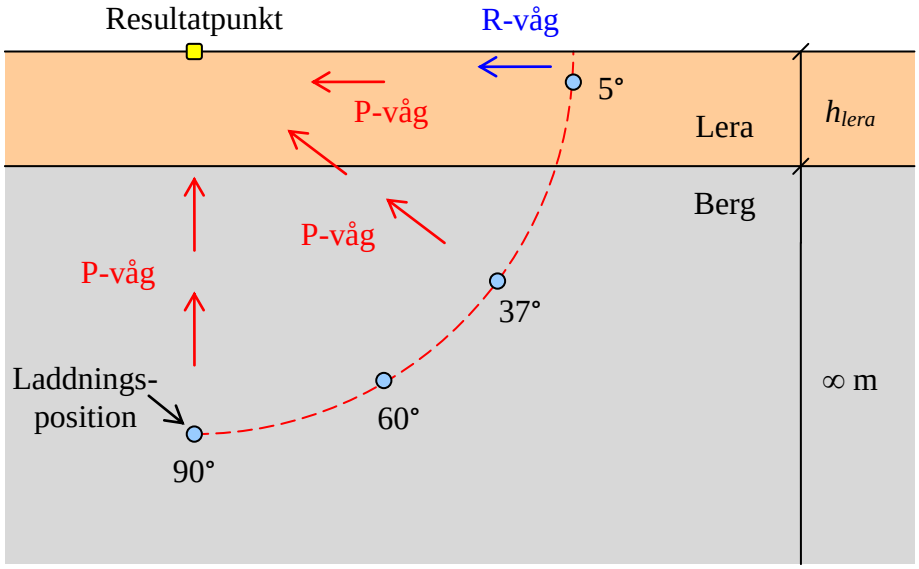
3.3.3 Inverkan av vågtyp

Såsom behandlas i avsnitt 2.2.2 så skiljer sig utbredningsformen mellan olika vågtyper:

- P-våg: sfärisk utbredning (3D)
- R-våg: cylindrisk utbredning (2D)

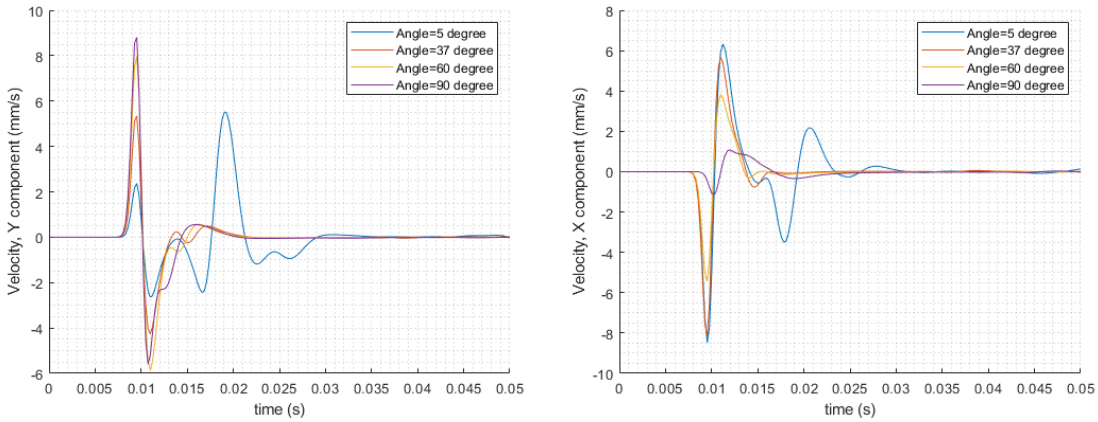
En sfärisk utbredning i tre dimensioner täcker på ett givet avstånd r in en större volym än vad som är fallet vid en cylindrisk utbredning i två dimensioner, dvs. energiuttunningen går snabbare i det förra fallet – en P-våg tappar således energi snabbare än en R-våg. För ett fall där initierad vibrationsamplitud är densamma för en P- och en R-våg borde det därför också vara möjligt att observera en avståndsberoende skillnad av de vibrationer som orsakas av dessa båda vågtyper. I ett sådant fall borde vibrationer orsakade av en R-våg därför vara större än motsvarande vibrationer orsakade av en P-våg på samma avstånd.

I Figur 3.9 visas schematiskt hur utbredningen av P- och R-vågor ser ut för studerade fall. P-vågen utbreder sig sfäriskt från explosionscentrum och rör sig med en hastighet som är högre än den för R-vågen. P-vågen kommer därför, oberoende av laddningsplacering, också alltid att nå fram till resultatpunkten först. När P-vågen når fram till den fria markytan genereras även S-vågor som en randeffekt, se avsnitt 2.2.4.3, och för en explosion nära ytan kommer interaktion mellan P- och S-vågor att ge upphov till R-vågor som utbreder sig cylindriskt längs ytan.



Figur 3.9 Schematisk beskrivning av utbredning av P- och R-vågor för studerade lastfall.

I Figur 3.10 visas exempel på vibrationssambandet $v_y(t)$ i vertikalled samt $v_x(t)$ i horisontalled vid olika infallsvinklar α – här för ett avstånd $r = 50$ m. Den vibrationstopp som erhålls vid tiden $t \approx 0.01$ s orsakas av P-vågen när denna når resultatpunkten. För $\alpha = 5°$ fås även en tydlig andra vibrationstopp vid en tidpunkt som tämligen väl sammanfaller med det teoretiska värdet för ankomst av en R-våg. Denna andra topp bedöms därför också vara orsakad av en R-våg. Någon motsvarande topp kan dock inte observeras när $\alpha = 37\text{-}90°$, vilket beror på att sprängdjupet är större än våglängden för R-vågen för den dominerande frekvensen enligt Figur 3.7.

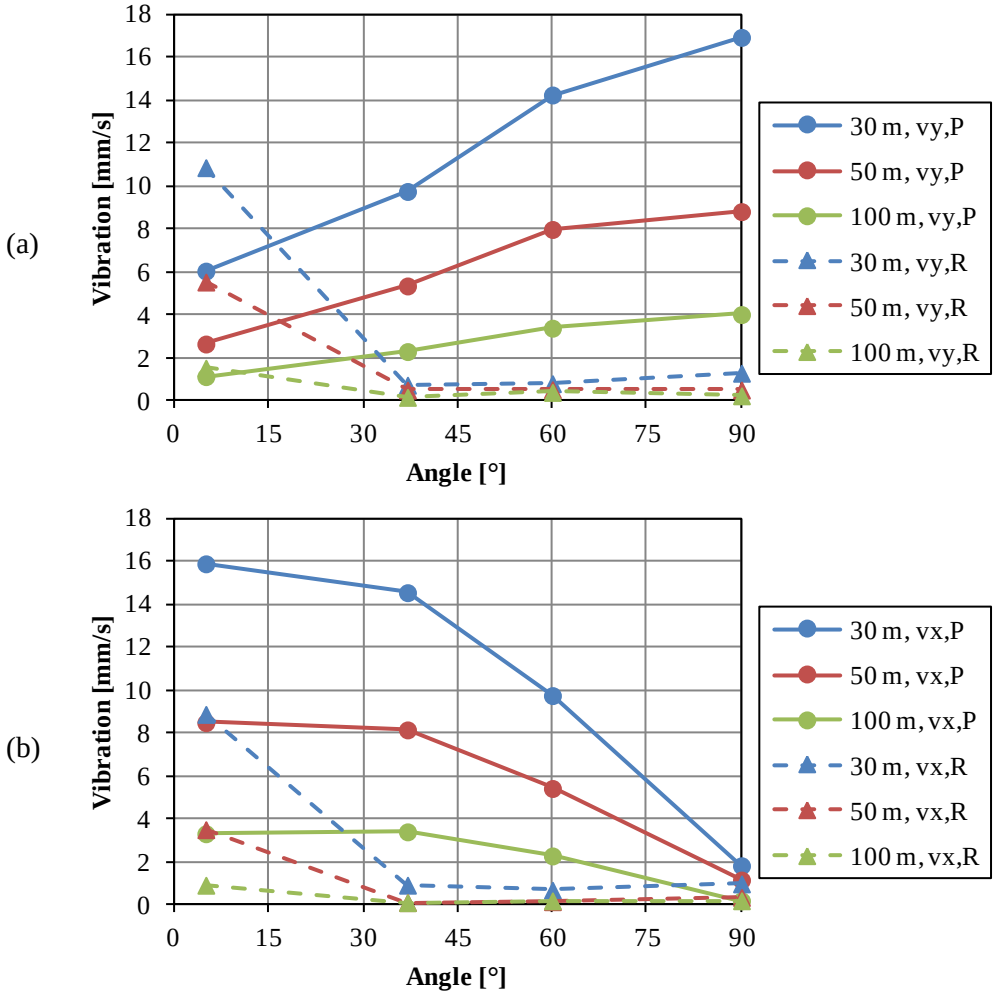


(a) (b)

Figur 3.10 Exempel på vibrations-tidssamband för vibrationer i (a) vertikalled $v_y(t)$ samt (b) horisontalled $v_x(t)$ för avstånd r = 50 m samt varierande infallsvinkel α.

Baserat på detta görs en uppdelning av maximala vibrationsamplituder beroende på när i tiden som dessa uppstår, se Figur 3.11 för en jämförelse för olika avstånd *r* och infallsvinklar, *α*. Maximala vibrationsvärden som fås av den initiala vågtoppen antas vara orsakade av en P-våg medan värden som uppstår vid en tidpunkt efter teoretisk ankomsttid för en R-våg är betraktas vara orsakade av en R-våg. Av dessa resultat framgår att vibrationen sjunker med ökande avstånd samt att den direkta P-vågen är den bakomliggande orsaken till max vibrationsamplitud för flertalet infallsvinklar. För flackt infall, $\alpha = 5°$, finns dock en påtaglig inverkan av R-vågen, medan dessa effekter i stort sett är försumbara för övriga infallsvinklar. Det är även värt att notera att för detta flacka fall så dominerar R-vågens vertikala amplitud över P-vågens vertikala amplitud, medan motsvarande förhållande inte råder för den horisontella amplituden.

Allmänt gäller att en ökande infallsvinkel *α* medför en ökning av de vertikala respektive en minskning av de horisontella vibrationerna. För de vertikala vibrationerna erhålls dock, för samtliga undersökta avstånd, likvärdiga värden för en vinkel 60-90° medan de horisontella vibrationerna visar samma tendens för en vinkel 5-37°. En jämförelse av maximala vertikala och horisontella vibrationer visar vidare att de är av samma storleksordning för en vinkel 37-60°, dvs. det är först för en tämligen brant respektive flack infallsvinkel som det uppstår en betydande skillnad i vertikala och horisontella vibrationer.

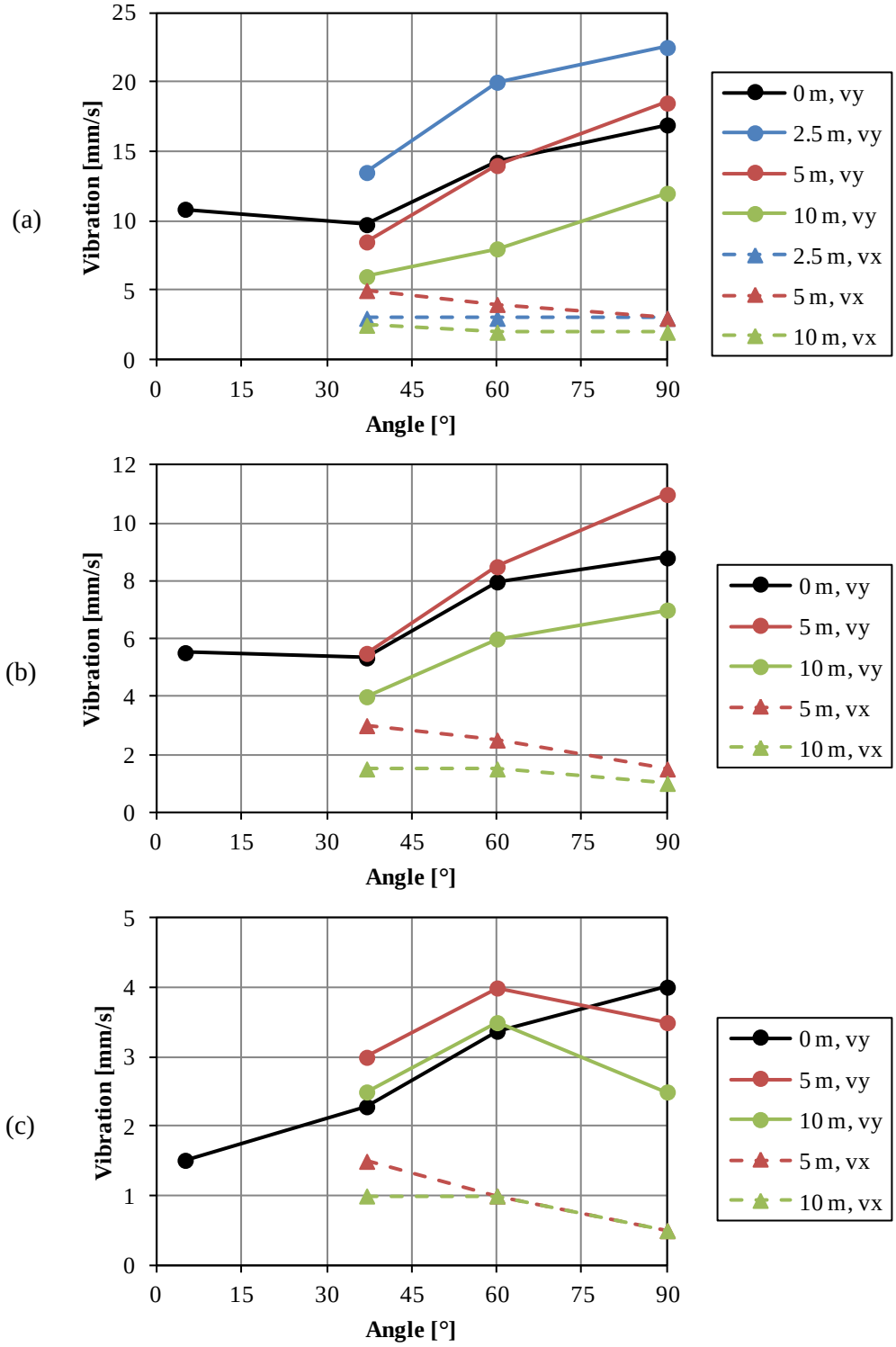


Figur 3.11 *Jämförelse av maximala vibrationer för olika kombinationer av avstånd r och infallsvinkel α i (a) vertikalled v_y samt (b) horisontalled v_x. Heldragna och streckade linjer markerar P- respektive R-våg*

3.3.4 Inverkan av tjocklek hos lerlager

I Figur 3.12 jämförs maximala vibrationer i vertikal- (v_y) och horisontalled (v_x) för olika kombinationer av lerdjup h_{lera} och vinklar α = 37-90° – en vinkel på α = 5° har inte inkluderats eftersom en sådan vinkel medför att sprängladdningen i de flesta fall hamnar i eller nära lerlagret. Lerdjup på 5 m och 10 m har huvudsakligen undersökts – ett lerdjup på 2,5 m finns dock även med för avstånd r = 30 m och situation utan lera (h_{lera} = 0 m) finns med som jämförelse för vertikala vibrationer.

Det kan noteras att vibrationer v_y i vertikalled, för samtliga avstånd r, alltid är större än v_x i horisontalled för infallsvinklar $\alpha \geq 37°$ – skillnaden är störst för stora vinklar medan den för 37° är förhållandevis liten (omkring en faktor två). För ett avstånd r = 30 m mellan sprängladdning och resultatpunkt fås ett minskande värde på vertikala vibrationer v_y med ökande lerdjup. Det kan dock noteras att maximala vibrationer vid 0 m lerdjup är likvärdiga de som fås vid ett lerdjup om 5 m. Dvs. ett tunt lerdjup har i detta fall en förhöjande effekt på resulterande vibrationer. För vibrationer v_x i horisontalled syns dock inte samma effekt, där erhålls störst vibrationer vid ett lerdjup om 5 m – de maximala vibrationerna i horisontalled är dock små i förhållande till de vertikala vibrationerna.



Figur 3.12 *Jämförelse av maximala vibrationer i vertikal- (v_y) och horisontalled (v_x) för olika kombinationer av lerdjup h_{lera} och infallsvinkel α för avstånd (a) r = 30 m, (b) r = 50 m samt (c) r = 100 m.*

För avstånd 50 m och 100 m fås en vibrationshämmande effekt med ett ökat lerdjup vid infallsvinklar $\alpha \geq 37°$. Även här kan det dock noteras att det för ett fall helt utan lera (h_{lera} = 0 m) uppstår vibrationer som är i nivå (r = 50 m) eller lägre (r = 100 m) med de som fås vid ett lerdjup om 5 m. Dessa resultat indikerar att den gynnsamma vibrationshämmande effekt av leran som kunde observeras när r = 30 m försvinner på större avstånd. Snarare är det så att ett tunnare lerlager kan medföra förstärknings-effekter genom interferens i skiktet berg/lera och den fria markytan, något som bidrar till att vågrörelsen amplifieras ytterligare.

3.4 Sammanfattande observationer

Nedan sammanfattas observationer gjorda i avsnitt 3.3:

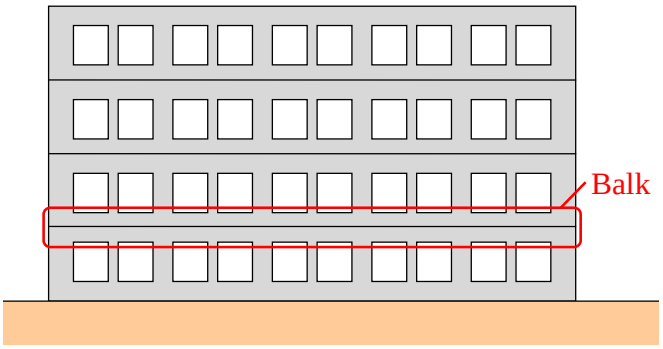
- Laddningsavstånd, r
    - Vibrationers frekvensinnehåll varierar med avståndet, ett ökat avstånd medför ett minskat frekvensinnehåll.
    - Vibrationsamplituden minskar med ökande avstånd.
- Infallsvinkel, α
    - Frekvensinnehållet hos vertikala vibrationer är likvärdigt för vinklar 37-90° – för en liten vinkel på 5° fås dock ett reducerat frekvens-innehåll med samling kring två lokala toppar. Denna effekt tros vara kopplad till att R-vågen blir dominant för vertikala vibrationer vid en liten infallsvinkel, se nedan.
    - En minskande infallsvinkel medför att vertikala vibrationer v_y minskar medan horisontella vibrationer v_x ökar.
    - Storleken på maximalt v_y (vinkel 90°) och maximalt v_x (vinkel 5°) är av samma storleksordning. För vinklar på 37-60° gäller också att maximalt v_y och v_x är av samma storleksordning.
- Vågtyp
    - Vibrationer orsakade av R-vågen synes vara av jämförelsevis obetydlig storlek för samtliga fall utom en liten infallsvinkel (5°).
    - För en sådan flack infallsvinkel orsakas maximala vertikala vibrationer av en R-våg – för samtliga övriga undersökta situationer orsakas dock maximala vibrationer i både vertikal och horisontalled av P-vågen.
- Lerlager, h_{lera}
    - Ett tunt lerlager (h_{lera} = 2,5 m) resulterar i högre vertikala vibrationer v_y än för motsvarande fall med bara berg (h_{lera} = 0 m). Ett tunt lerlager kan, via interferens i skiktet berg/lera och den fria markytan, medföra förstärkningseffekter som bidrar till att vågrörelsen amplifieras.
    - Ett tjockt lerlager (h_{lera} = 10 m) ger i de flesta fall lägre v_y än för ett fall med bara berg.

4 FE-analyser – Strukturrespons

4.1 Orientering

Inverkan av markvibrationers inverkan på strukturresponsen har undersökts med förenklade modeller av både last och struktur. Syftet med här presenterade studier har inte varit att beskriva ett specifikt fall utan snarare att på ett strukturerat sätt försöka belysa den principiella inverkan hos olika parametrar hos både last och struktur. Med detta som bakgrund har två olika typer av strukturer studerats:

- **En lång vägg utan öppningar:** Detta fall utgör en stark förenkling av verkligheten och används här främst för att göra principiella jämförelser med härlett samband i ekvation (2.32), avsnitt 2.3.1, mellan spänning samt vibrationslastens frekvens och våghastighet. En fysikalisk tolkning av en möjlig sådan situation ges i Figur 4.1.
- **En kort vägg med öppningar:** Detta fall speglar en betydligt mer realistisk situation och syftet här är att fånga inverkan av mer komplexa effekter som hör samman med den aktuella geometrin.



Figur 4.1 *Schematisk illustration av vägg med öppningar i en byggnad. Väggdel mellan öppningar skapar en struktur som styvhetsmässigt ungefär motsvarar en balk liggande på ett jämnt underlag.*

Vibrationsbelastning simuleras här via en vertikal rörelse $v(t) = v_A \cdot \sin \omega t$ som rör sig i horisontalled med våghastigheten c, se Figur 4.2 för schematisk illustration Lastpulsen har i utförda studier getts en varaktighet motsvarande tre tidsperioder, dvs.

$$t_{vibr} = 3 \cdot T \tag{4.1}$$

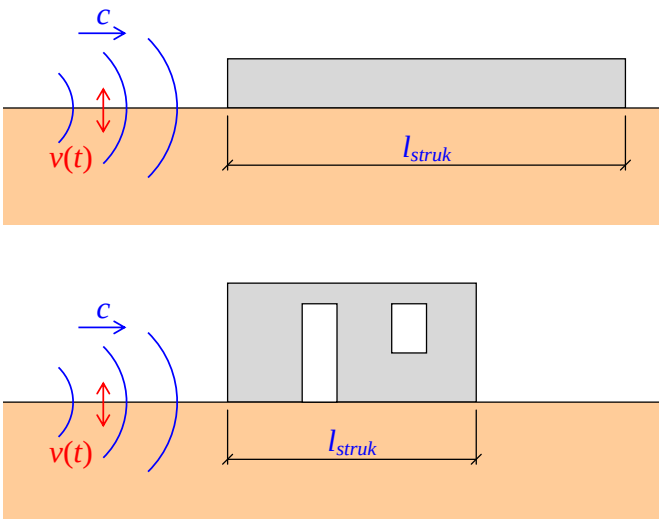
där

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \tag{4.2}$$

Tiden det tar för vibrationen att passera förbi aktuell struktur beräknas som

$$t_{struk} = \frac{l_{struk}}{c} \tag{4.3}$$

vilket innebär att det, beroende på kombination av strukturlängd l_{struk}, våghastighet c samt lastfrekvens f är möjligt att vibrationslasten avslutats i strukturens främre ände innan någon vibrationslast ens nått fram till dess bortre ände.

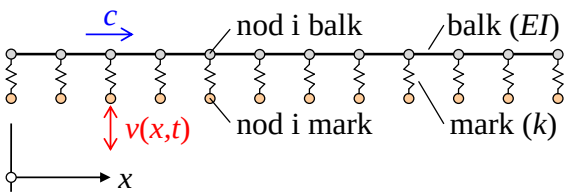


Figur 4.2 *Schematisk illustration av vibrationslast som kommer in från vänster mot studerad struktur (lång vägg eller vägg med öppningar). Vibrationen v(t) ges en vertikal rörelse med amplitud v_A och vinkelfrekvens $\omega = 2\pi \cdot f$ som förflyttar sig i horisontalled med våghastigheten c.*

4.2 Balk på fjädrande bädd

4.2.1 Förutsättningar

Numeriska beräkningar har gjorts i finita elementprogrammet Abaqus/CAE där studien har utförts på en linjärelastisk balkmodell av 2-nodiga balkelement som vilar på en linjärelastisk fjäderbädd i enlighet med Figur 4.3. Balken simulerar en rektangulär väggskiva med höjd *h* och bredd *b* som utsätts för en inkommande markvibration i motsvarande den som beskrivs i Figur 4.2 och fjädrarna simulerar markens styvhet. Modellen bestod av 200 stycken 2-nodiga balkelement samt 201 fjädrar – en för varje nod i balkmodellen.



Figur 4.3 *Schematisk illustration av balkmodell på fjäderbädd belastad med en vibration v(x,t) som förflyttar sig i x-led med hastighet c. Last applicerades i marknoder.*

Fjädrarnas övre nod är kopplad till balkelementen medan dess nedre nod utsätts för en vertikal rörelse

$$v(t) = v_A \cdot \sin \omega t \tag{4.4}$$

där v_A är hastighetsamplitud, ω är lastens vinkelfrekvens och t är tid. Via ekvation (4.2) kan förhållandet mellan vinkelfrekvens ω, frekvens f samt period T skrivas som

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \tag{4.5}$$

och fortsättningsvis beskrivs lastfrekvensen i det här dokumentet via frekvensen f.

Samma last $v(t)$ appliceras i varje nod. För att simulera att vibrationen förflyttar sig i strukturens längdriktning med våghastigheten c förskjuts dock denna lastapplikation med tiden. En ny rörelse $v(t)$ startas därvid upp i nästkommande lastnod med tidsintervallet

$$\Delta t_{vibr} = \frac{\Delta l_{struk}}{c} = \frac{l_{struk}}{n \cdot c} \tag{4.6}$$

där Δl_{struk} är avståndet mellan två noder, l_{struk} är strukturens totala längd och n är antal element i balken.

Som tidssteg i FE-analysen har

$$\Delta t_{FEM} = 0,4 \cdot \Delta t_{vibr} \tag{4.7}$$

använts. En känslighetsanalys genomfördes där tidssteget ändrades med en faktor två – skillnad i resultat var dock mycket litet varför detta tidssteg använts.

Följande värden har företrädesvis använts som indata till utförda parameterstudier – om inget annat specifikt anges har understrukit värde använts:

<u>Geometri</u>

- b = 0,2 m
- h = [0,375, <u>1,5</u>] m
- l = [10, <u>20</u>, 40] m

<u>Material (Betong C25/30)</u>

- E = 30 GPa
- ν = 0,20
- G = 11,7 GPa [1]
- ρ = 2500 kg/m^3
- k = [<u>10</u>, 1000] GN/m^2 (markens fjäderstyvhet)

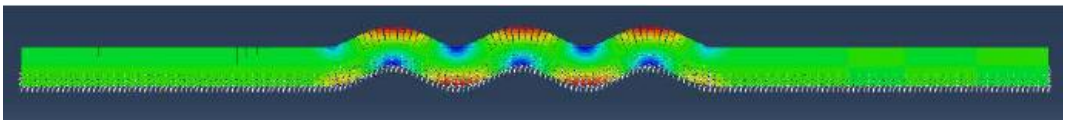
<u>Last</u>

- v_A = 100 mm/s (sinusvåg, 3 perioder)
- f = [25, 50, 100, <u>200</u>, 400] Hz
- c = [250, 500, 1 000, <u>2 000</u>, 4 000] m/s

Lastens varaktighet varierades och resultat för en lastpuls på 1, 3 samt 5 perioder T jämfördes, se Figur 4.4 för exempel på deformationsbild i balk när lastens våglängd λ motsvarar 10% av balklängden l. En skillnad erhölls i resultat när lasten bestod av 1 eller 3 perioder men skillnaden var försumbar när varaktigheten uppgick till 3 eller 5

[1] Om inget annat nämns har balkelement enligt Timoshenkos balkteori använts. dvs. skjuvdeformationer beaktas. I här utförda beräkningar har utgåtts från grundinställningar i Abaqus, varvid $G = 0.39 \cdot E$ samt att korrektionsfaktor med hänsyn till skjuvning har beaktats med k = 0,85.

perioder. Med hänsyn till detta valdes att använda en lastvaraktighet på 3 perioder för samtliga lastkombinationer.



Figur 4.4 Exempel på deformationsbild i balk utsatt för en lastpuls med varaktighet på tre perioder, vilken rör sig från vänster till höger.

I modellen användes Rayleighdämpning med 1% dämpningsfaktor vid frekvenserna 1 rad/s (0,16 Hz) samt 500 rad/s (80 Hz).

I utförda parameterstudier ändras företrädesvis en parameter åt gången för att därmed ge en tydligare bild av vilken inverkan aktuell parameter har på den resulterande balkresponsen. I vissa situationer görs dock även en justering av två eller fler parametrar på en gång.

4.2.2 Inverkan på strukturrespons

4.2.2.1 Orientering

Syftet med studien har varit att undersöka vilka påkänningar som uppstår i strukturen vid olika kombinationer av vibrationer samt hur storleken på dessa påverkas när valda parametrar modifieras. Vid en linjärelastisk respons är böjspänningar proportionella mot momentet och därför har det senare, för enkelhetens skull, valts att jämföras i utförda parameterstudier. I dessa är inte det faktiska momentvärdet i sig är intressant, istället är det av intresse att få information om hur värde och fördelning över strukturen ändras vid varierande indata. I utförda analyser har därför momentvärdet registrerats i alla element för samtliga tidssteg. Dessa värden har sedan använts för att skapa en max/min-envelopp längs balkens längd, vilket ger en graf som enkelt kan jämföras med motsvarande graf erhållen för andra parameterkombinationer.

Särskilt undersökts hur väl det teoretiska uttrycket i ekvation (2.32) i avsnitt 2.3.1 stämmer. Detta uttryck anger att

$$\sigma \propto \frac{v_A \cdot f}{c^2} \tag{4.8}$$

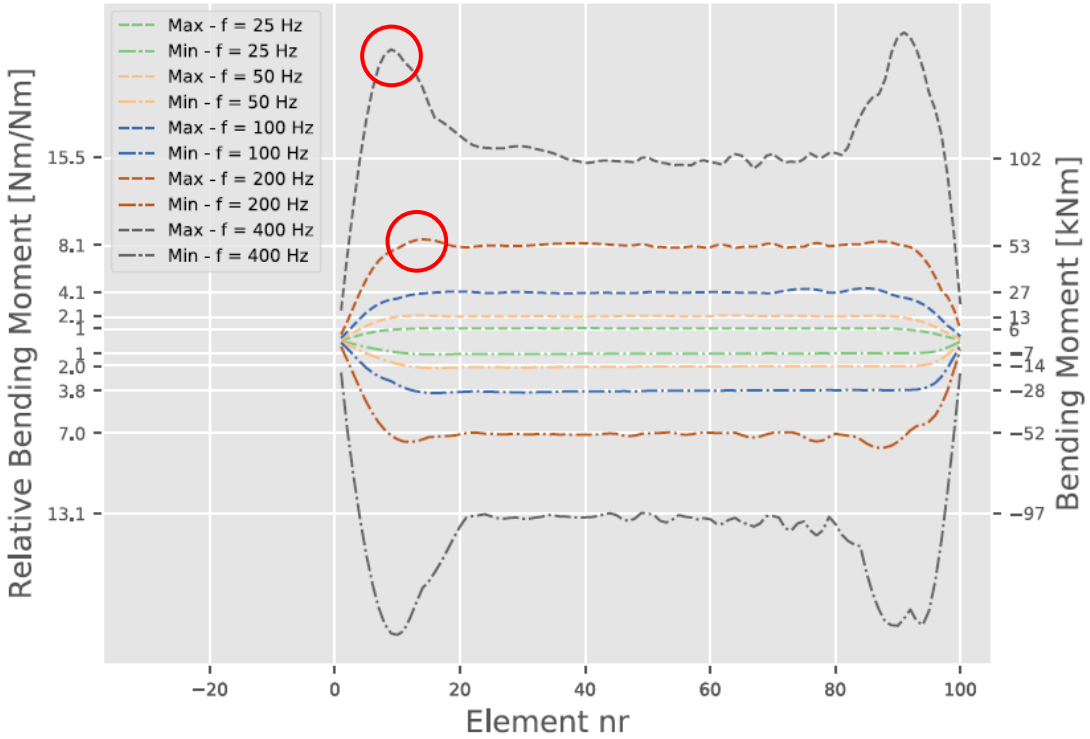
där σ är påkänning, v_A är hastighetsamplitud, f är lastfrekvens och c är markens vågutbredningshastighet.

4.2.2.2 Lastamplitud

En enkel jämförelse av lastamplitudens (v_A) inverkan har gjorts och denna visar att resulterande påkänning, som förväntat varierar proportionellt med denna, dvs. en dubblering av v_A medför dubbelt så höga moment i strukturen. Denna observation stöder således det teoretiska samband som ges i ekvation (4.8)

4.2.2.3 Lastfrekvens

I Figur 4.5 visas ett exempel på hur momentet i balken påverkas av lastens frekvens *f*. Av detta framgår att i balkmitt ökar momentet ungefär linjärt med frekvensen. Det kan dock noteras att när frekvensen är hög (200-400 Hz) så fås en randeffekt som medför att momentet nära balkens ände blir högre än vad som erhålls i balkens mitt – för en frekvens på 400 Hz är denna lokala ökning påfallande stor medan effekten av en sådan randeffekt för lägre frekvenser (25-100 Hz) i princip är försumbar.



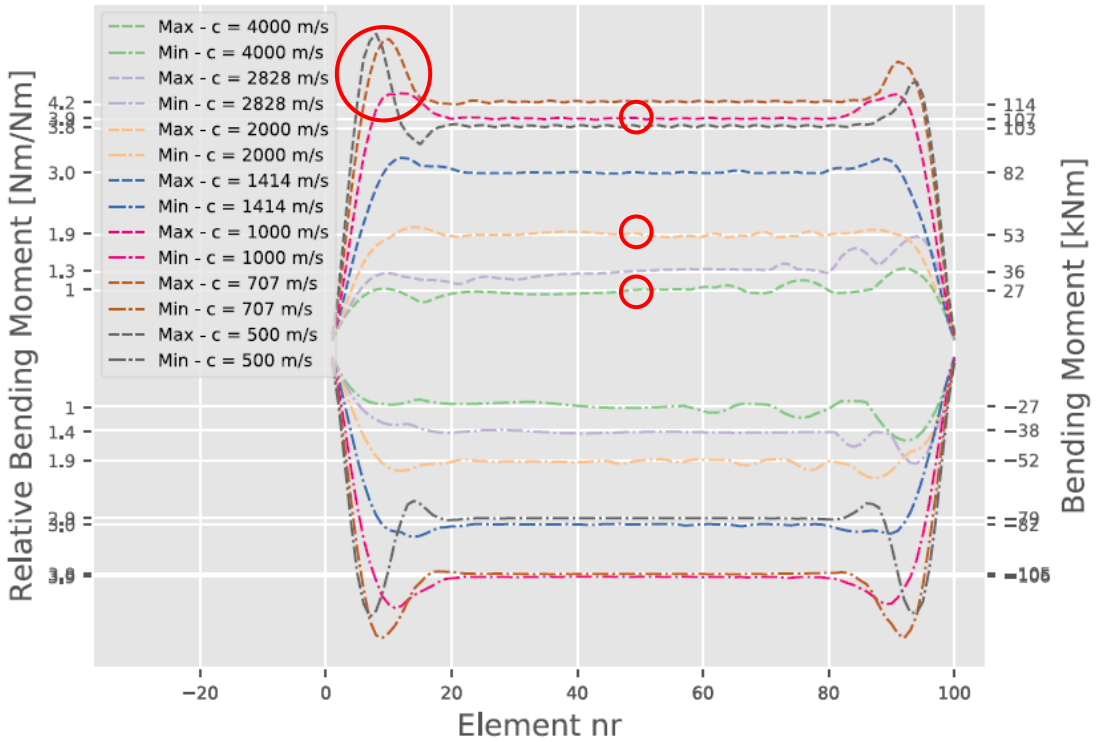
Figur 4.5 *Inverkan av lastfrekvens (f = 25-400 Hz) på momentet i en balk på en fjädrande bädd när l = 20 m, k = 10 GN/m^2 samt c = 2000 m/s.*

Det kan konstateras att en ökad lastfrekvens medför ökade påkänningar i balken. I balkmitt är denna ökning proportionell mot ökning i lastfrekvensen, vilket således stöder det teoretiska samband som ges i ekvation (4.8). Den randeffekt som kan observeras för höga frekvenser speglas dock inte av detta samband.

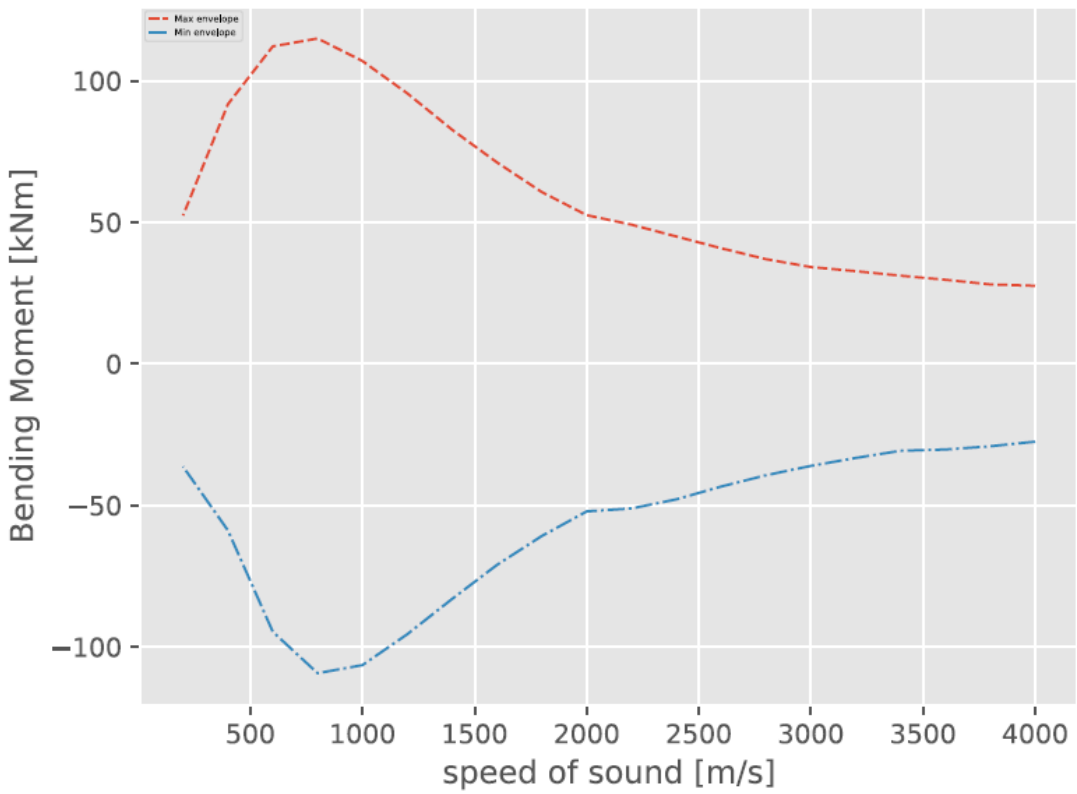
4.2.2.4 Vågutbredningshastighet

I Figur 4.6 visas ett exempel på hur momentet i balken påverkas av lastens vågutbredningshastighet *c*. Av detta framgår att momentet i balkmitt i de flesta fall minskar med en ökande vågutbredningshastighet. Undantaget till detta är när c = 500 m/s, för vilket momentet istället sjunker jämfört med vad som fås när hastigheten uppgår till 707 m/s eller 1000 m/s. För lägre värden på *c* (500-1000 m/s) fås även tydliga randeffekter med kraftigt förhöjda momentvärden, dvs. samma typ av respons som kan observeras i Figur 4.5.

Det kan konstateras att för alla fall utan ett (c = 500 m/s) så medför en minskad vågutbredningshastighet att påkänningen minskar. För att närmare undersöka denna avvikelse har inverkan av ett ökat antal värden på vågutbredningshastigheten undersökts, se Figur 4.7. Här kan det konstateras att maximal påkänning erhålls när c = 707 m/s samt att det vid en ytterligare minskning av vågutbredningshastigheten så sjunker momentet. När vågutbredningshastigheten är stor (1000-4000 m/s) kan dock konstateras att momentet är ungefär omvänt proportionellt med vågutbredningshastigheten (se inringade delar i Figur 4.6), dvs. $M \propto 1 / c$ – för lägre hastigheter gäller dock inte detta samband. Oavsett vilket kan det konstateras att observerad respons inte är i enlighet med vad som anges i ekvation (4.8) där det istället förutspås att $M \propto 1 / c^2$.



Figur 4.6 *Inverkan av vågutbredningshastighet (c = 500-4000 m/s) på momentet i en balk på en fjädrande bädd när l = 20 m, k = 10 GN/m² samt f = 200 Hz.*

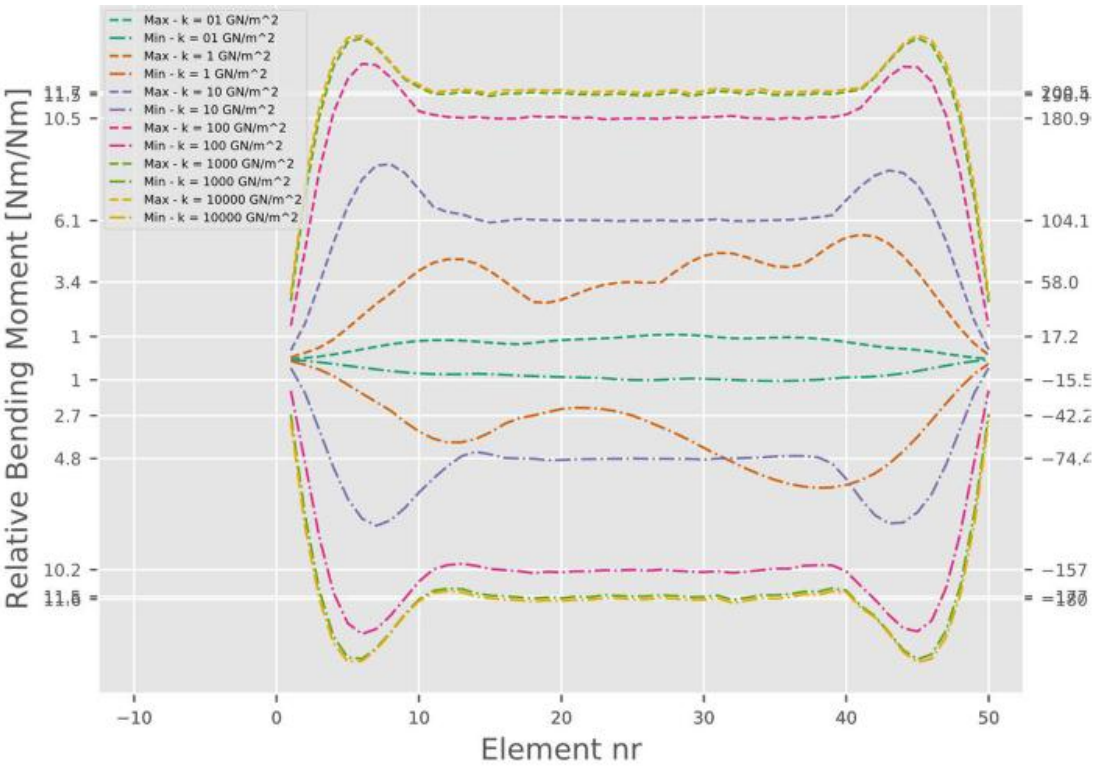


Figur 4.7 *Förfinad studie av vågutbredningshastighetens inverkan på momentet i balkmitt när l = 20 m, k = 10 GN/m² samt f = 200 Hz.*

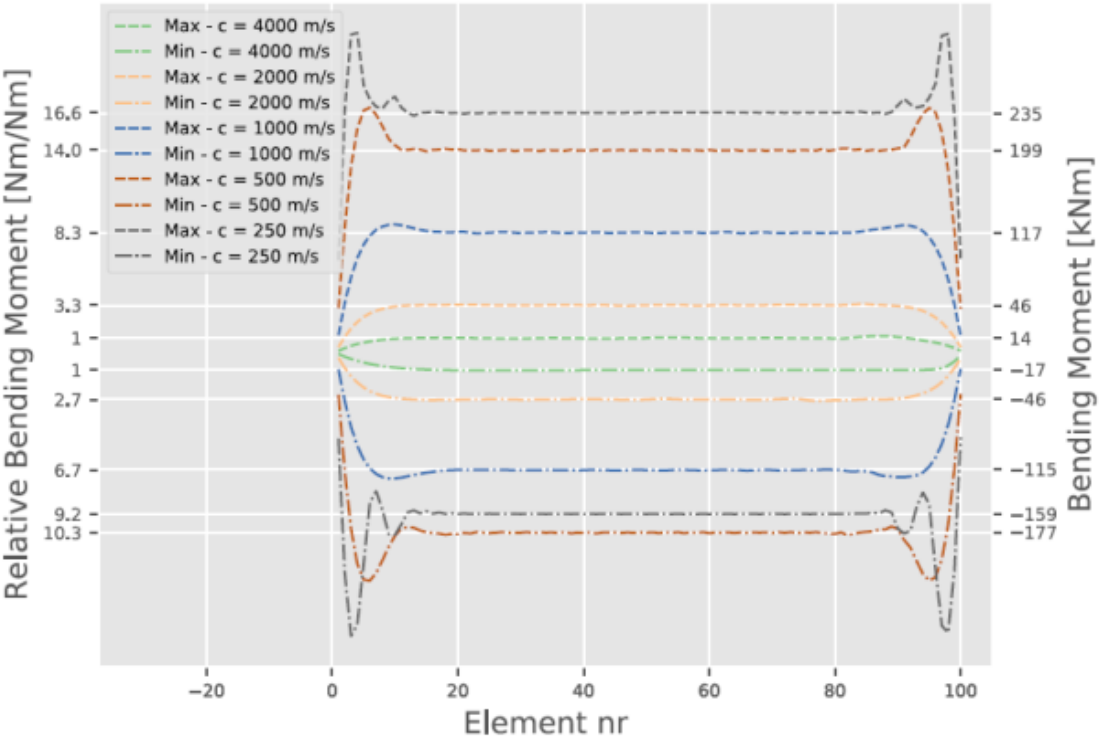
4.2.2.5 Styvhet hos fjäderbädd

I Figur 4.8 visas inverkan av fjäderbäddens styvhet för en vibration där f = 200 Hz och c = 500 m/s. Av detta kan noteras att fjäderstyvheten k har en betydande inverkan på erhållna resultat, där en ökad styvhet medför ökad vibration. För k = 1000-10000 GN/m^2 erhålls dock likvärdiga resultat, vilket innebär att båda dessa styvheter kan betraktas som helt rigida i förhållande till balkens styvhet (h = 1,5 m).

I Figur 4.9 visas ett exempel på hur momentet i balken påverkas av lastens vågutbredningshastighet c när en hög fjäderstyvhet (k = 1000 GN/m^2) antas. Dessa resultat kan i sin tur jämföras med de som presenteras i Figur 4.6, där samma kombinationer av f och c har undersökts men med en mjukare grund (k = 10 GN/m^2), se sammanställning i Tabell 4.1. Av denna framgår att erhållna vibrationer för båda markstyvheterna är likvärdiga när c = 1000-2000 m/s, medan avvikelsen är omkring en faktor två när c = 500 m/s samt c = 4000 m/s. Det har i avsnitt 4.2.2.4 konstaterats att $M \propto 1 / c$ när k = 10 GN/m^2 och c = 1000-4000 /m/s. Vid en högre fjäderstyvhet är så dock inte längre fallet – här fås nu istället ett samband $M \propto 1 / c^x$ *där* $x \geq 1$. En jämförelse av Figur 4.6 och Figur 4.9 visar även att den resulterande randeffekten får en ”spetsigare” form när fjäderbäddens styvhet ökar.



Figur 4.8 *Inverkan av fjäderbäddens styvhet (G = 0,1-10000 GN/m^2) på momentet i en balk på en fjädrande bädd när l = 20 m, k =0,1-10000 GN/m^2, f = 200 Hz och c = 500 m/s.*



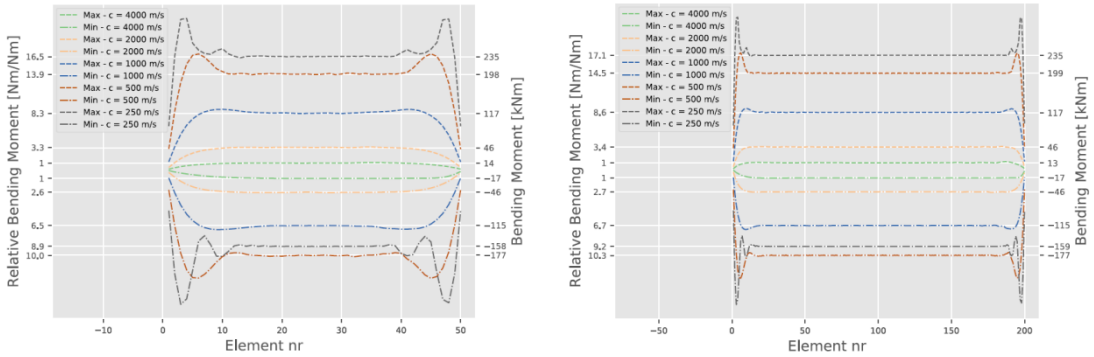
Figur 4.9 *Inverkan av vågutbredningshastighet (c = 250-4000 m/s) på momentet i en balk på en fjädrande bädd när l = 20 m, k = 1000 GN/m^2 samt f = 200 Hz.*

Tabell 4.1 *Sammanställning av moment i balkmitt från Figur 4.6 samt Figur 4.9 för att jämföra fjäderstyvhetens inverkan på erhållna vibrationer när l = 20 m och f = 200 Hz.*

	k = 10 GN/m^2		k = 1000 GN/m^2	
c [m/s]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]
250	-	-	236	-159
500	103	-79	199	-177
1000	107	-105	118	-115
2000	53	-52	46	-46
4000	27	27	14	-17

4.2.2.6 Balklängd och balkhöjd

I Figur 4.10 visas en jämförelse av momentenvelopp i balk när vågutbredningshastighet c samt balklängd l varieras. Av detta kan konstateras att skillnaderna i erhållna momentvärden – både i balkmitt samt lokala momenttoppar vid randen – är försumbar för de olika balklängderna. I graferna som visas i Figur 4.10 synes utbredningslängden hos randeffekten vid en första anblick variera mellan de två fallen. I grafen anger den horisontella axeln dock modellens elementnummer och beaktas det att balklängden mellan de båda fallen skiljer sig med en faktor fyra så inses även att randeffektens geometriska utbredning är likvärdig. Dvs. balkens längd har i dessa fall ingen inverkan på det resulterande max/min-momentet och geometrisk utbredning hos observerad randeffekt är densamma för samtliga studerade balklängder.

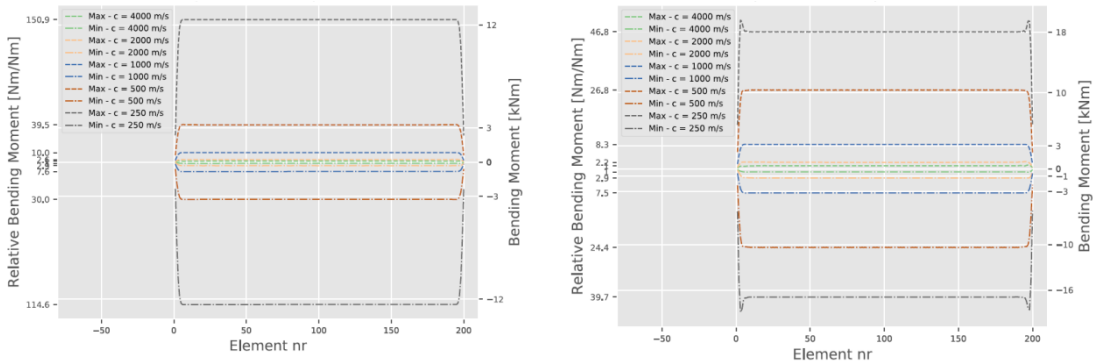


(a) (b)

Figur 4.10 *Inverkan av balklängd, (a) l = 10 m samt (b) l = 40 m, på momentet i en balk på en fjädrande bädd vid varierande vågutbredningshastighet (c = 250-4000 m/s) bädd när k = 1000 GN/m^2 och f = 200 Hz.*

I Figur 4.11 visas inverkan av en minskad balkstyvhet – här har balkhöjden h minskats med en faktor fyra från 1,5 m till 0,375 m medan en längd l =40 m samt vågutbredningshastighet c = 250-4000 m/s har behållits samtidigt som lastfrekvensen uppgått till f = 50 Hz eller 200 Hz. En direkt jämförelse mellan momentenveloppernas form kan göras mellan Figur 4.10b samt Figur 4.11b – enda skillnaden i förutsättningen mellan dessa grafer är att balken i den senare har en minskad balkhöjd enligt ovan. Den kanske tydligaste skillnaden är att de randeffekter på momentet som erhölls

i det första fallet (h = 1,5 m) till stor del försvunnit när balkhöjden minskat. Det kan även noteras att en minskad styvhet hos balken har medfört att förhållandet mellan moment M och vågutbredningshastighet c har ändrat sig – för den styvare balken i Figur 4.10b uppgår momentkvoten till 17,1 när c varierar mellan 250 m/s och 4000 m/s. Motsvarande kvot för den slankare balken i Figur 4.11b uppgår dock till 46,8 – dvs. en avsevärd ökning. För kombinationen av en låg balkhöjd och en låg frekvens, se Figur 4.11a där f = 50 Hz, framgår det att de tidigare observerade randeffekterna nu helt försvunnit.



(a) (b)

Figur 4.11 Inverkan av minskad balkhöjd (h = 0,375 m) på momentet i en balk på en fjädrande bädd vid varierande vågutbredningshastighet (c = 250-4000 m/s) när l = 40 m, k = 1000 GN/m² och (a) f = 50 Hz m respektive (b) f = 200 Hz.

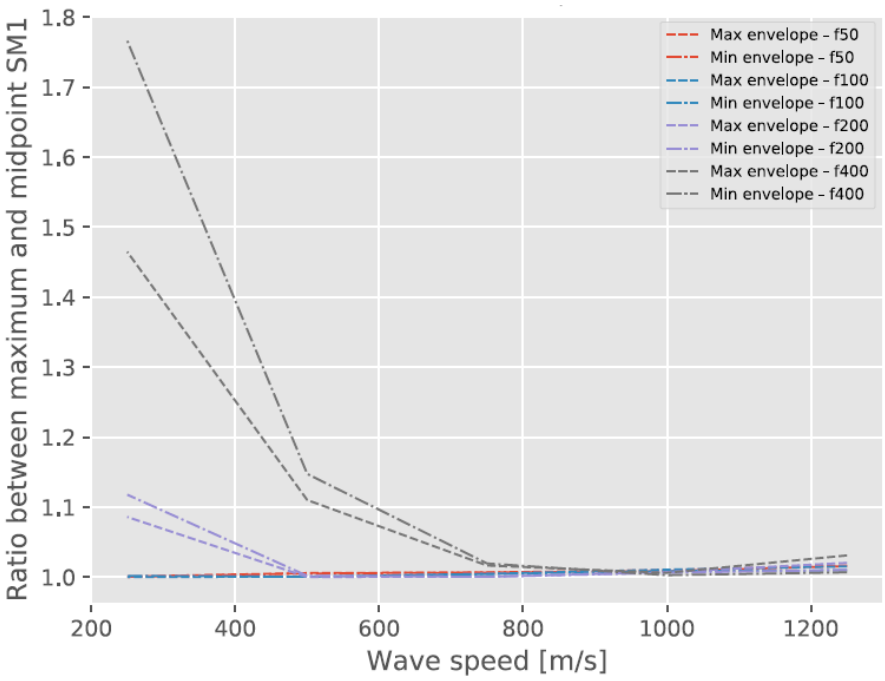
4.2.2.7 Lokala randeffekter

I avsnitt 4.2.2.6 observerades att en minskad balkhöjd medför att de lokala randeffekter i momentenveloppen som noterats i föregående avsnitt kraftigt avtar eller försvinner helt. Denna observation undersöks närmare i Figur 4.12 där momentkvoten mellan max/min-moment vid randen samt motsvarande moment i balkmitt visas för en balk med låg balkhöjd (h = 0,375 m) samt olika kombinationer av lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c. Av detta framgår att om frekvensen är tillräckligt låg (f = 50-100 Hz) så fås en momentkvot på 1,0 även vid låga utbredningshastigheter. Med ökande lastfrekvens kan dock noteras att lokala momenttoppar uppstår vid randen och för f = 400 Hz fås en betydande effekt av detta med en betydande skillnad mellan moment vid randen samt i balkmitt. Dvs. uppkomsten av randeffekter på momentpåkänningen kan kopplas till en kombination av en hög frekvens f och en låg vågutbredningshastighet c men även till balkens höjd h.

Kombineras sambanden i ekvation (2.30) och (2.31), se avsnitt 2.3.1, så kan längden på den belastade balkdelen beräknas som

$$l_{balkdel} = \frac{\lambda}{2} = \frac{c}{2 \cdot f} \tag{4.9}$$

Med f = 200 Hz samt c = 250 m/s fås då att $l_{balkdel}$ = 1,25 m, vilket kan jämföras med balkhöjden h = 1,5 m (basmått) samt 0,375 m (låg balk). Av detta kan då en kvot mellan balkdelens längd och höjd $l_{balkdel}$ / h beräknas till 0,8 m respektive 3,3. Denna kvot kan jämföras med 3,0 som är den längd/höjd-kvot som normalt utgås ifrån för att avgöra huruvida normal balkteori kan användas för en balk.

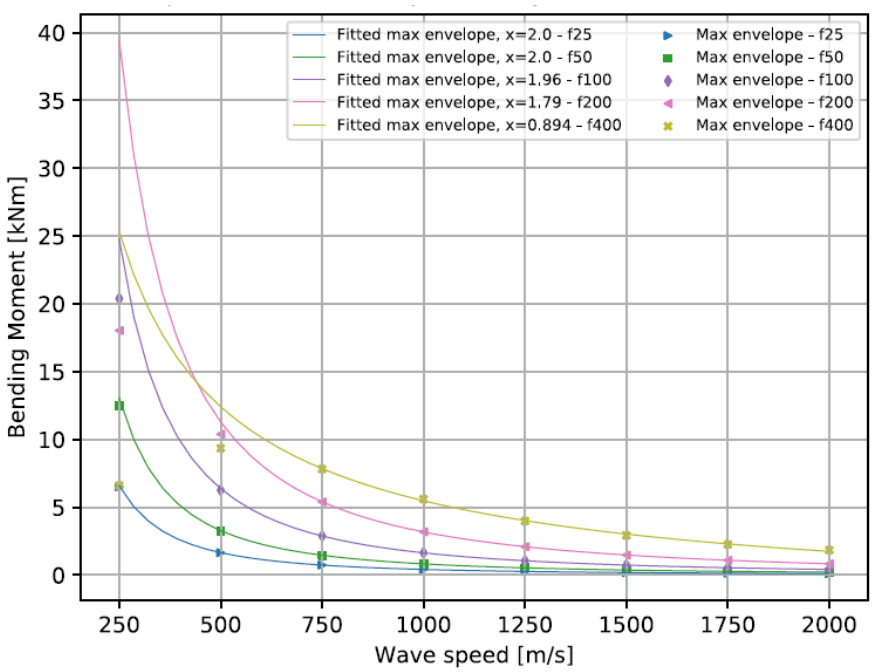


Figur 4.12 *Jämförelse av hur balkens lokala momenttopp vid randen påverkas av en varierande lastfrekvens (f = 50-400 Hz) samt vågutbredningshastighet (c = 250-1000 m/s) för en balk med låg balkhöjd: h = 0,375 m, l = 40 m samt k = 1000 GN/m^2.*

Dessa resultat indikerar sålunda att de lokala randeffekter för momentet som observerats i avsnitt 4.2.2.2 till 4.2.2.5 hör samman med denna längd/höjd-kvot. Denna slutsats har senare även kontrollerats genom att i FE-modellen använda balkelement som istället för Timoshenkos balkteori utgår från teori enligt Bernoulli. I den senare beaktas inte inverkan av skjuvdeformerade tvärsnitt, varvid enkel balkteori förutsätts gälla, och därmed uppstår inte heller några randeffekter oavsett kombination av *h*, *f* och *c*.

4.2.2.8 Samband mellan moment och vågutbredningshastighet

Baserat på förenklad teoretisk modell i avsnitt 2.3.1 så är böjpåkänningen (momentet) omvänt proportionellt mot vågutbredningshastigheten i kvadrat, dvs. $M \propto 1 / c^2$, jämför ekvation (4.8). Denna prediktion stämmer dock illa med de observationer som presenteras i avsnitt 4.2.2.4. De resultat som visas i Figur 4.11a, avsnitt 4.2.2.6, antyder dock att detta samband approximativt skulle kunna beskriva åtminstone delar av de beräknade värdena. I denna figur kan noteras att momentkvoten uppgår till 150,9 när *c* varierar mellan 250 m/s och 4000 m/s. Jämförs värdena inom ett snävare spann på *c* fås att denna kvot för maximalt moment kan utläsas till M_{kvot} = [150,9, 39,5, 10,0, 2,6] när *c* = [4000, 2000, 500, 250] m/s. Hastigheten varieras här med en faktor två och i flera fall fås också en justering av momentkvoten med omkring en faktor fyra, dvs. ändringen i moment motsvarar ungefär kvadraten på ändring i vågutbredningshastighet *c*.



Figur 4.13 *Kurvanpassade samband för momentvärden i balkmitt vid varierande lastfrekvens (f = 50-400 Hz) samt vågutbredningshastighet (c = 250-1000 m/s) för en balk med låg balkhöjd: h = 0,375 m, l = 40 m samt k = 1000 GN/m².*

I Figur 4.13 har en förfinad studie av detta gjorts inom intervallet c = 250-2000 m/s och här anges maximalt böjmoment i balkmitt och vågutbredningshastighet c som punkter för varierande värden på lastfrekvensen (f =25-400 Hz). Som jämförelse till dessa värden har även kurvanpassade samband på formatet

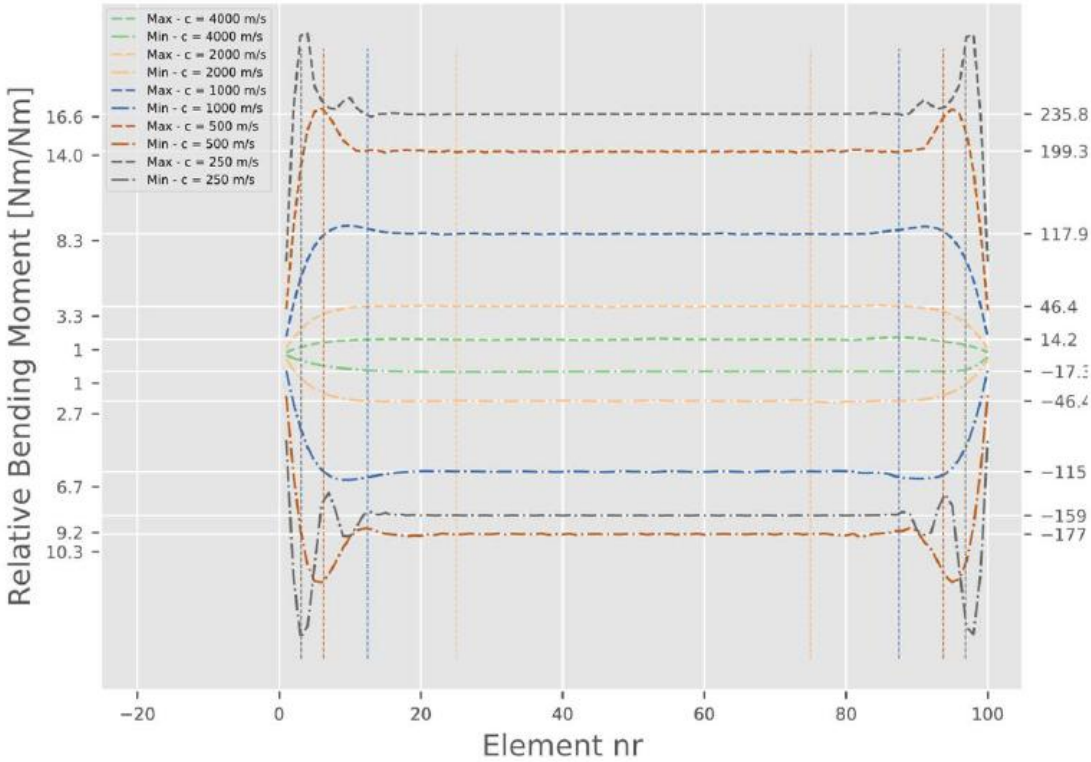
$$M \propto \frac{v_0 \cdot f}{c^x} \tag{4.10}$$

lagts in i figuren, där x är en parameter som varieras för att få bästa överensstämmelse inom intervallet c = 750-2000 m/s. Av figuren framgår att $x \approx 2{,}0$ när f = 25-100 Hz samt att $x \approx 1{,}8$ när f = 200 Hz – båda sambanden ger oftast en god prediktion även när c = 250-500 m/s, undantaget är vid c = 250 m/s när f = 100-200 Hz. Vid en hög frekvens, f = 400 Hz, fås dock ett drastiskt lägre värde på x – denna prediktion fungerar inte heller när c = 250-500 m/s eftersom $M(c)$-samband erhållet från beräkningarna uppvisar en lokal topp på ett sätt liknande den som tidigare observerades i Figur 4.7.

Jämförelserna i Figur 4.13 indikerar dock att det förenklade sambandet i ekvation (4.8) är korrekt under vissa förutsättningar. Baserat på de observationer som gjorts i detta arbete synes en sådan förutsättning vara att markens styvhet är tillräckligt hög i jämförelse med strukturens. Därmed kan eventuella deformationer i marken försummas och hela den rörelse som sker i marken kan föras in i den ovanliggande strukturen istället för att delvis ske i marken. Detta är också det antagande som har utgåtts ifrån i härledningen av ekvation (4.8). Rimligheten i ett sådant antagande kan dock diskuteras – i här utförda FE-analyser har en fjäderstyvhet på 10 GN/m² eller 1000 GN/m² antagits när strukturen utgjorts av ett rektangulärt tvärsnitt med bredd 0,2 m och höjd på 0,375 m eller 1,5 m. Resultaten i Figur 4.13 krävde en kombination av den högre markstyvhet men lägre balkstyvheten och resulterade då i samband som för många kombinationer av f och c stämmer väl överens med det i ekvation (4.8),

dvs. att $M \propto 1 / c^2$. De resultat som presenteras i Figur 4.6, där $M \propto 1 / c$ konstaterats utgöra en bättre approximation, utgår dock från en lägre fjäderstyvhet (k = 10 GN/m^2) samt en högre balkstyvhet (h = 1,5 m). Denna kombination medför att markens styvhet blir lägre i förhållande till balkens styvhet, vilket förmodligen också beskriver en situation som är närmare verkligheten – jämför med avsnitt 4.3.2 där det framgår att 0,5 m packad sprängsten på berg resulterar i en fjäderstyvhet $k \approx$ 0,1 GN/m^2.

Baserat på ovanstående resultat finns indikationer på att lokala momenttoppar nära randen uppstår på ett avstånd $x_{Mmax} \approx \lambda / 2$ där $\lambda = c / f$ enligt ekvation (2.30). I syfte att närmare undersöka detta visas i Figur 4.14 en momentenvelopp för balk när f = 200 Hz samt varierande vågutbredningshastighet c. I figuren har även en vertikal linje markerats på ett avstånd $\lambda / 2$ från balkens fria ände. Denna markering stämmer även förhållandevis väl med läget hos den distinkta, lokala momenttopp som fås när c = 250-500 m/s medan den inte är lika framgångsrik att förutspå motsvarande läge när c = 1000 m/s.



Figur 4.14 Jämförelse av randeffektens placering i en balk på en fjädrande bädd vid varierande vågutbredningshastighet (c = 250-4000 m/s) när l = 20 m, k = 1000 GN/m^2 och f = 200 Hz.

4.2.3 Sammanfattande observationer

Nedan sammanfattas observationer gjorda i avsnitt 4.2. Ett särskilt fokus har lagts på att belysa hur väl det teoretiska uttrycket

$$\sigma \propto \frac{v_A \cdot f}{c^2} \tag{4.11}$$

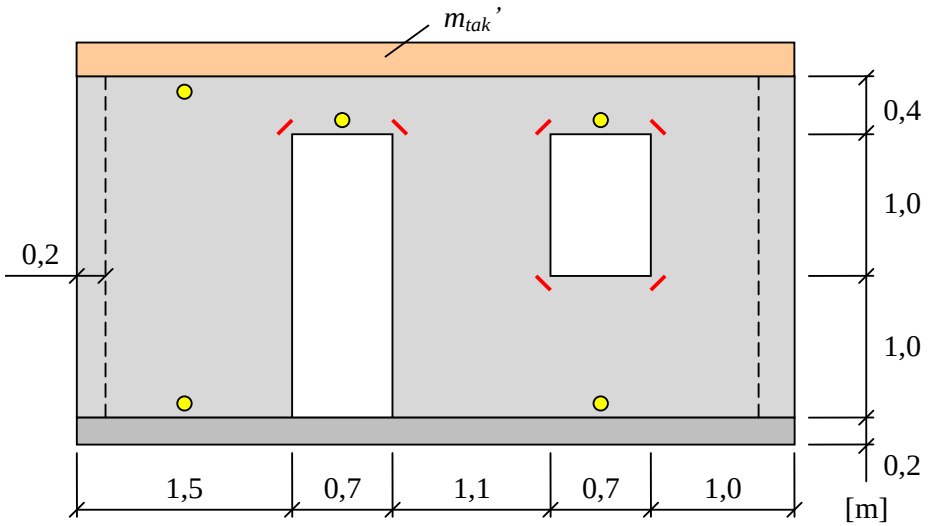
i ekvation (2.32) i avsnitt 2.3.1 stämmer överens med vad som har observerats i utförda analyser:

- Påkänningen i balken ökar proportionellt med ökande vibrationsamplitud.
    - Detta är i enlighet med uttrycket i ekvation (4.11) och stämmer även överens med det koncept som används i den svenska sprängstandarden.
- Påkänningen i balken ökar proportionellt med ökande frekvens.
    - Detta är i enlighet med uttrycket i ekvation (4.11). Någon explicit inverkan av frekvensen beaktas inte i den svenska sprängstandarden men kan konstateras vara tvärtemot den tendens som beskrivs i t.ex. amerikanska och tyska motsvarigheter.
- Påkänningens beroende av våghastighet varierar.
    - $\sigma \propto 1 / c^2$ som anges i ekvation (4.11) gäller för balkar som är upplagda på ett jämförelsevis stelt underlag. Denna effekt fås därför i högre grad hos balkar med lägre styvhet (balkhöjd) samt i fall där lastfrekvensen är låg. En högre vågutbredningshastighet samt en lägre lastfrekvens medför, via $\lambda = c / f$, att belastad balklängd ökar, vilket resulterar i att böjstyvhet hos belastad balk minskar.
    - För fall där skillnaden mellan balk- och markstyvhet är lägre, vilket bedöms utgöra ett mer realistiskt fall, fås ett annat förhållande mellan påkänning σ och vågutbredningshastighet c. I den svenska sprängstandarden utgås från att $\sigma \propto 1 / c$, vilket också bedöms kunna utgöra ett mer rimligt närmevärde än vad som anges i ekvation (4.11).
- Randeffekter med lokalt ökande påkänningar uppstår nära balkens ändar.
    - Inverkan av randeffekter ökar vid last med kort våglängd $\lambda = c / f$ samt vid minskad balkhöjd h. Randeffekter uppstår när kvoten λ / h blir tillräckligt liten samt ökar med ett minskande värde på denna kvot.
    - Observerade randeffekter uppstår enbart när balk på fjäderbädd modelleras med balkelement som beaktar inverkan av skjuvdeformationer enligt Timoshenkos balkteori. För balkmodell där denna effekt bortses ifrån (Bernoullis balkteori) uppkommer aldrig några randeffekter oavsett kombination av λ och h. Att i modellen beakta skjuvdeformationer är dock mer realistisk än att bortse från dess effekter – varför det kan konstateras att det i verkligheten också kan uppstå den typ av effekter som observerats i här utförda analyser.
- Erhållna påkänningar ökar med styvare fjäderbädd.
    - En styvare fjäderbädd medför att en större andel av påförda vibrationer förs in i balken. Med minskande fjäderstyvhet förs inte deformationerna i lika hög grad vidare in i balken utan tas istället upp i fjädrarna (marken).
    - Beaktat detta är det rimligt att förvänta sig minskade påkänningar i balken när dess styvhet minskar i förhållande till markunderlaget.

4.3 Vägg med öppningar

4.3.1 Förutsättningar

I Figur 4.15 visas geometri på den vägg med öppningar som har studerats i denna rapport, där vibrationslast kommer in i marken på vänster sida om väggen. Geometrisk utformning av vägg med öppningar har anpassats efter den geometri som använts i sprängförsök utförda i Norge, se Bilaga A samt Norén-Cosgriff *et al.* (2020). Syftet med att använda samma geometri har varit att möjliggöra en jämförelse av resultat från mätdata och FE modell. I denna rapport har någon sådan jämförelse dock inte gjorts – här utförda beräkningar har istället syftat till att övergripande undersöka effekten av olika kombinationer av lastfrekvens *f*, våghastighet *c* samt markstyvhet *k*. Lastapplicering i modellen har gjorts enligt samma princip som beskrivs i avsnitt 4.2.1.



Figur 4.15 *Geometri hos studerad vägg med öppningar, där $t_{vägg}$ = 0,2 m och t_{sula} = 0,4 m (kortväggar har bredd 1,0 m). Geometrin är hämtad från Norén-Cosgriff et al. (2020). Gula cirklar och röda streck anger placering av geofoner respektive töjningsgivare som användes i försöken.*

Material och lastparametrar har varierats enligt nedan:

<u>Material</u>

- E = 30 GPa
- ν = 0,20
- ρ = 2500 kg/m^3
- m_{tak}' = 240 kg/m
- Markens fjäderstyvhet[2]
    - k = [0,04, 0,16] GN/m^2 (”vek” fjäderbädd, se avsnitt 4.3.2)
    - k = [1, 10, 100] GN/m^2 (”styv” fjäderbädd, se avsnitt 4.3.3)

[2] ”Vek” fjäderbädd syftar till att skapa förutsättningar liknande de som gällde i de Norska sprängförsök som beskrivs i Bilaga A medan syftet med ”styv” fjäderbädd är att använda liknande förutsättningar som de som använts för balk på fjädrande bädd i avsnitt 4.2.

Last

- v_A = 100 mm/s (sinusvåg, 3 perioder)
- f = [25, 50, 100, 200] Hz
- c = [500, 1000, 2000, 4000] m/s

Väggen modellerades i finita elementprogrammet Abaqus/CAE med användande av 2D solidelement samt med antagande om plan spänning. Element i väggen har getts en tjocklek på 0,20 m men för att korrekt beskriva effekt av att grundsula och kortvägg är bredare än så har elementens tjocklek i dessa områden ökats till 1,0 m, vilket motsvarar byggnadens halva bredd)[3]. En känslighetsanalys har utförts med kvadratiska element med sida 0,20, 0,10 eller 0,05 m. Denna har visat att element med sida 0,10 m ger nöjaktiga resultat, varför denna elementstorlek har använts i de fortsatta studierna.

4.3.2 Inverkan på strukturrespons – ”vek” fjäderbädd

4.3.2.1 Egenfrekvenser

I de norska försöken placerades betongbyggnader på ett 0,5 m tjockt lager av sprängsten utlagt på berg. I analyserna har den resulterande fjäderbäddens styvhet bestäms på två sätt – dels via enkel överslagsberäkning och dels via kalibrering för att så gott som möjligt efterlikna uppmätta värden i försöken. Det senare värdet har utgjort basdata i utförda analyser medan det förra värdet har använts för att belysa markstyvhetens inverkan.

Överslagsberäkning av fjäderstyvhet har utgått ifrån

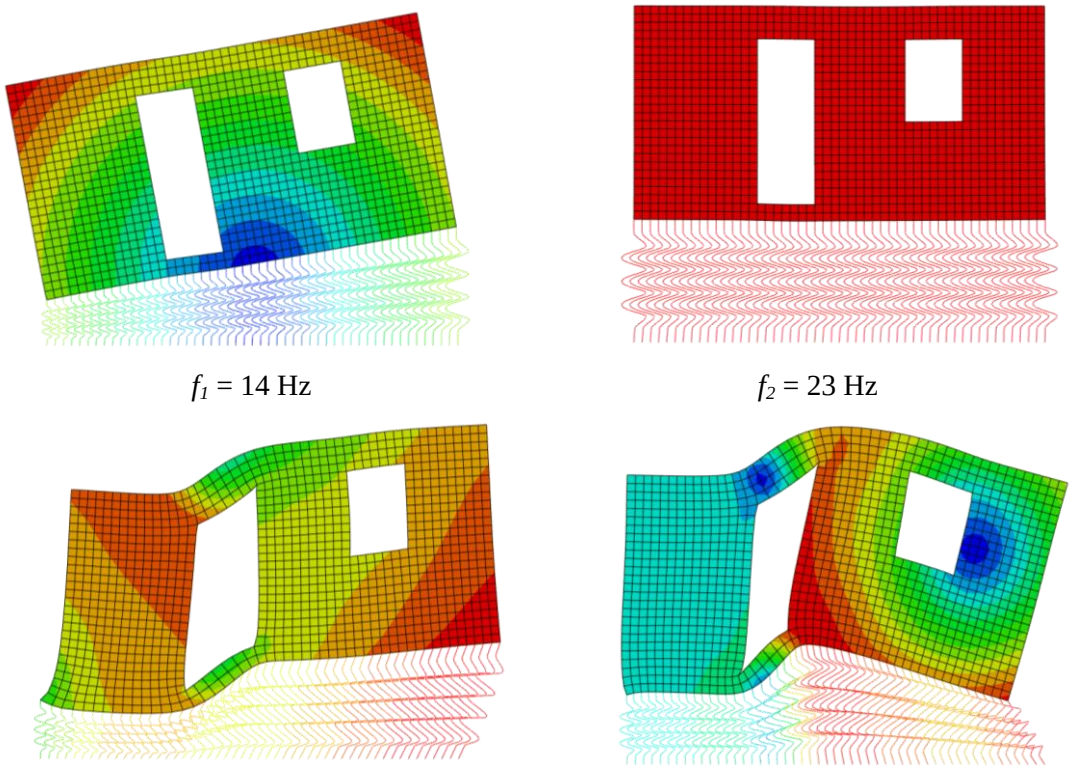
$$k = \frac{E_{mark} \cdot A_{sula}}{l_{mark}} \tag{4.12}$$

där E_{mark} = 50 MPa har valts som approximativ elasticitetsmodul hos sprängsten mellan byggnad och berg, A_{sula} = 0,4 m^2/m är byggnadssulans bredd/längdmeter samt l_{mark} = 0,5 m är tjocklek hos sprängstenslager. Av detta fås då att k = 0,04 GN/m^2.

Kalibrering har gjorts av fjäderbäddens styvhet för att modellen ska motsvara den egenfrekvens som har uppmätts i försök, se Bilaga A. För rörelse i det plan som modelleras så uppgick denna till omkring f = 26 Hz för den lägsta egenmoden. I modellen erhölls ett bra närmevärde till detta, f_1 = 25 Hz, när fjäderstyvheten ansattes vara k = 0,16 GN/m^2. dvs. en faktor fyra högre styvhet än vad som erhölls medels förenklad beräkning.

I Figur 4.16 och Figur 4.17 visas resulterande modform samt tillhörande egenfrekvens hos vägg när fjäderbädden har modellerats med fjäderstyvhet k = 0,04 GN/m^2 respektive k = 0,16 GN/m^2. Av detta kan konstateras att modformen i respektive modnummer är likvärdiga, att frekvensen för de två första egenmoderna skiljer sig mycket samt att effekten på de två senare egenmoderna är tämligen liten.

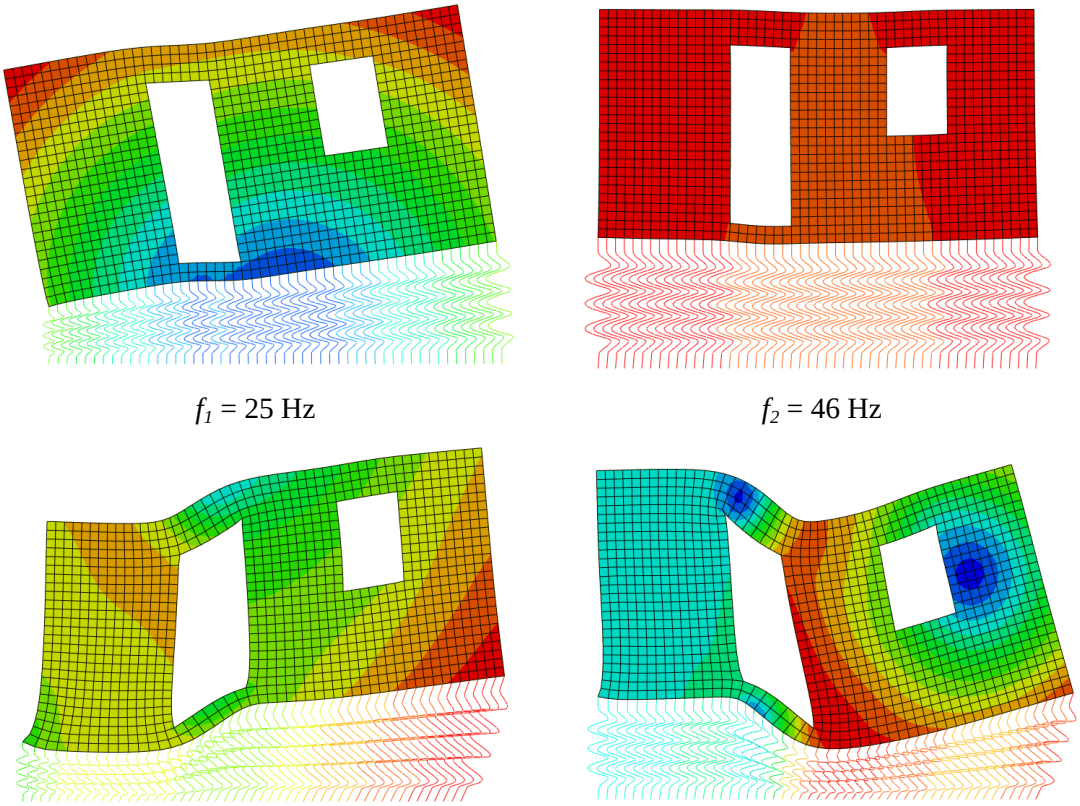
[3] Någon hänsyn till ökad bredd i dessa områden har dock inte tagits vid bestämning av markens fjäderstyvhet, dvs. dessa har beräknats för en bredd motsvarande 0,2 m, vilket gör att fjäderbäddens inverkan sammantaget är något underskattad i modellen. Denna avvikelse noterades i ett sent skede av projektet och bedöms inte ha någon egentlig effekt på de observationer som gjorts i utförda parameterstudier.



f_1 = 14 Hz f_2 = 23 Hz

f_3 = 62 Hz f_4 = 109 Hz

Figur 4.16 Modform och egenfrekvens hos vägg när k = 0,04 GN/m^2.



f_1 = 25 Hz f_2 = 46 Hz

f_3 = 67 Hz f_4 = 113 Hz

Figur 4.17 Modform och egenfrekvens hos vägg när k = 0,16 GN/m^2.

4.3.2.2 Lastfrekvens

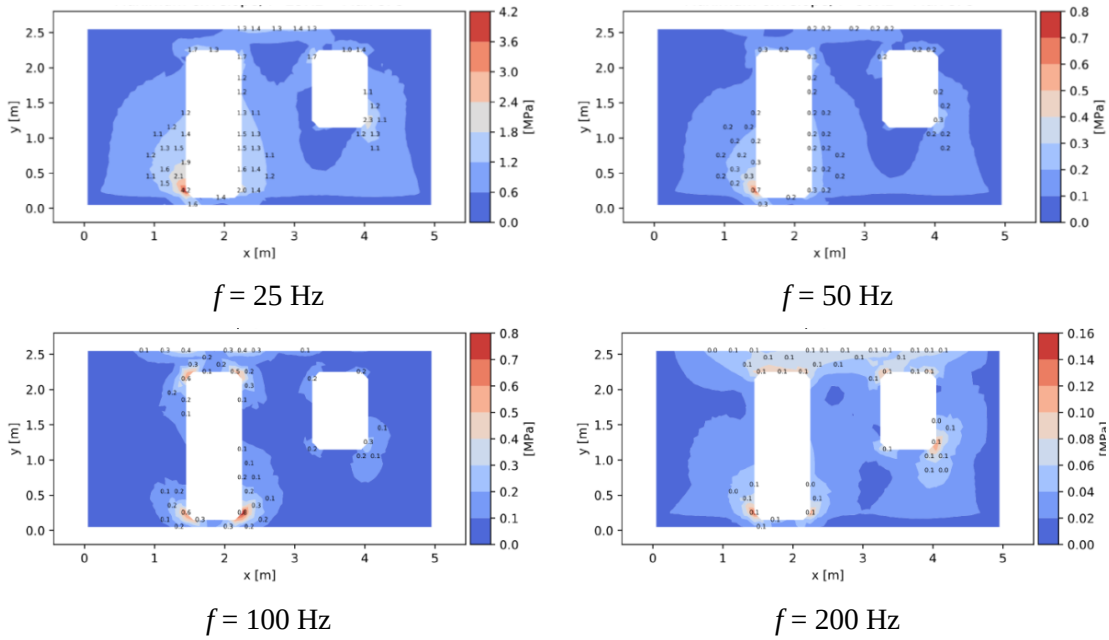
I Figur 4.18 och Figur 4.19 visas hur envelopperade huvuddragpåkänningar varierar i vägg med öppning vid varierande lastfrekvens (f = 25-200 Hz) när c = 2000 m/s och k = 0,04 GN/m^2 respektive k = 0,16 GN/m^2. Färgskalan är inte densamma i samtliga bilder, vilket gör att en direkt visuell jämförelse kan vara svår att göra. För enklare jämförelse visas dock i Tabell 4.2 även en sammanställning av maximal påkänning för respektive kombination.

Tabell 4.2 Sammanställning av maximala dragpåkänningar i vägg med öppning från Figur 4.18 samt Figur 4.19 när c = 2000 m/s.

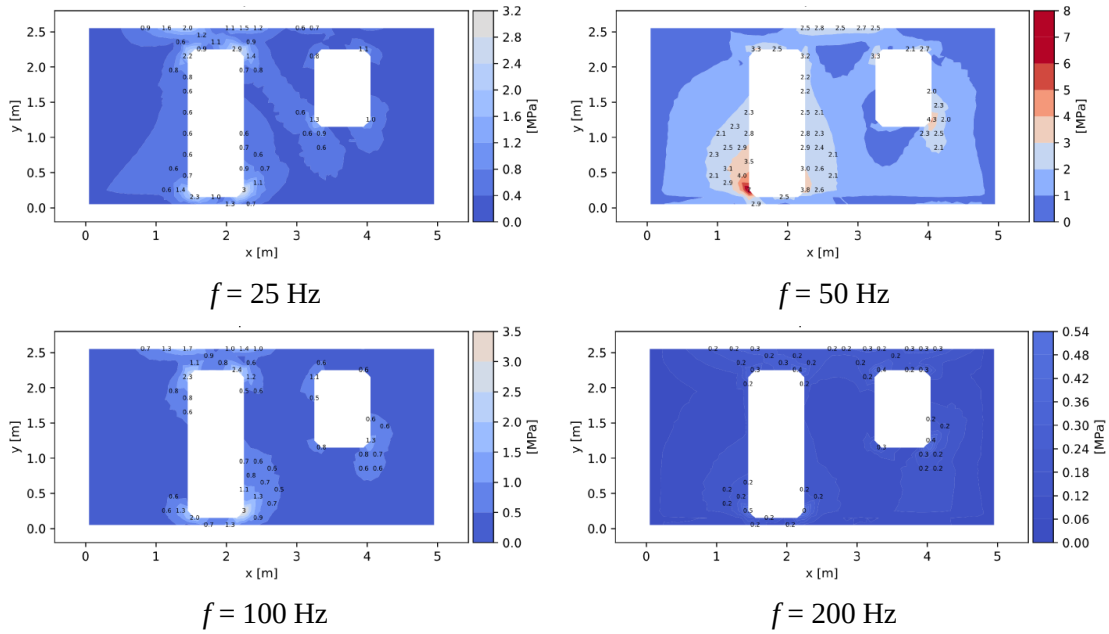
	k [GN/m^2]	
	0,04	0,16
f [Hz]	σ_{max} [MPa]	σ_{max} [MPa]
25	4,2	3,0
50	0,7	7,0
100	0,6	3,0
200	0,1	0,5

Av dessa resultat framgår att givna lastkombinationer kan få väldigt varierande effekt beroende på vilken fjäderstyvhet som använts i modellen. Det kan exempelvis noteras att störst påkänningar fås vid f = 25 Hz när k = 0,04 GN/m^2 medan den mest utsatta situation fås vid f = 50 Hz när k = 0,16 GN/m^2. En rimlig anledning till dessa skillnader är att den andra egenmoden uppgår till 23 Hz (46 Hz) när fjäderstyvheten är 0,04 GN/m^2 (0,16 GN/m^2), se Figur 4.16 respektive och Figur 4.17. Dvs. lastfrekvensen ligger nära egenfrekvensen på 25 Hz respektive 50 Hz, vilket medför att erhållna påkänningar kan vara en effekt av resonans. Att så är fallet stöds av Figur 4.20 som visar hur huvuddragpåkänningen varierar med normaliserad tid för olika lastfrekvenser. Av detta syns också tydligt att påkänningen stegvis ökar för f = 25-100 Hz – för en lastfrekvens på 200 Hz är dock påkänningen konstant låg.

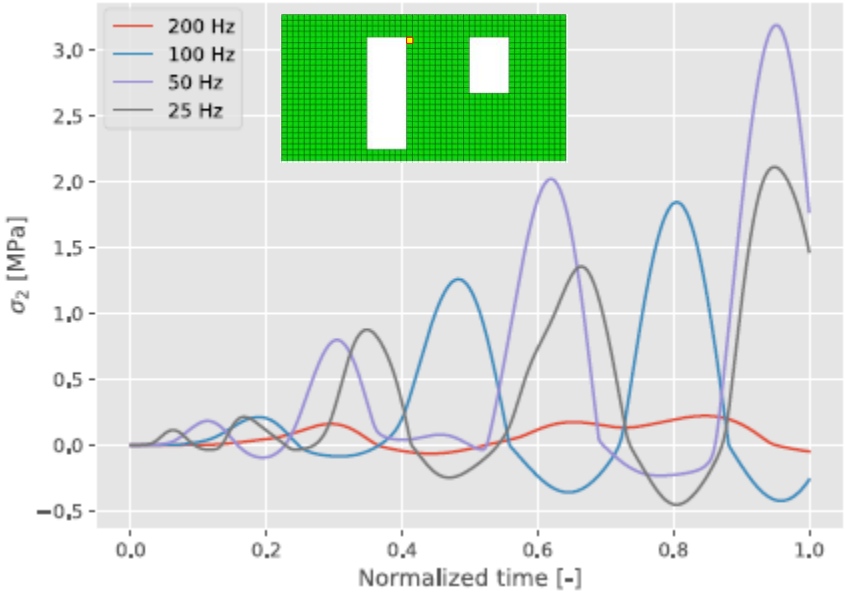
För fallet med lägre fjäderstyvhet fås att påkänningen konsekvent minskar med en ökande frekvens. För den högre fjäderstyvheten är detta samband inte lika tydligt och jämförelsevis höga påkänningar erhålls för en lastfrekvens på både 25 Hz och 100 Hz – vid f = 200 Hz erhålls dock även här en låg påkänning.



Figur 4.18 *Maximala påkänningar i vägg med öppning när k = 0,04 GN/m² samt c = 2000 m/s.*

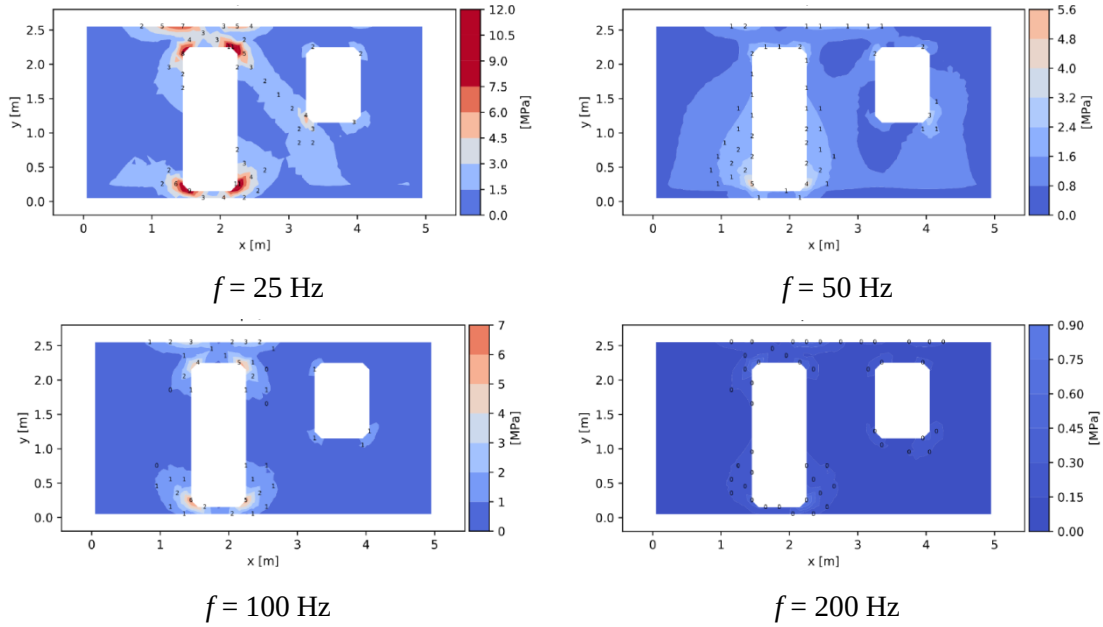


Figur 4.19 *Maximala påkänningar i vägg med öppning när k = 0,16 GN/m² samt c = 2000 m/s.*



Figur 4.20 *Exempel på hur huvuddragpåkänningen varierar med normaliserad tid i dörröppningens övre högra hörn (gul markering) för olika lastfrekvenser när k = 0,16 GN/m² och c = 2000 m/s.*

Som ett komplement till ovanstående jämförelser visas i Figur 4.21 även envelopperade huvuddragpåkänningar som fås i vägg med öppning vid varierande lastfrekvens (f = 25-200 Hz) när k = 0,16 GN/m^2 och c = 500 m/s. Maximala värden från denna figur sammanställs och jämförs i Tabell 4.3 med värden presenterade i Figur 4.19 som, förutom våghastigheten (c = 2000 m/s), är framtagna med samma förutsättningar.



Figur 4.21 *Maximala påkänningar i vägg med öppning när k = 0,16 GN/m² samt c = 500 m/s.*

Tabell 4.3 Sammanställning av maximala dragpåkänningar i vägg med öppning från Figur 4.19 samt Figur 4.21 när k = 0,16 GN/m².

	c [m/s]	
	500	2000
f [Hz]	σ_{max} [MPa]	σ_{max} [MPa]
25	11	3,0
50	5	7,0
100	6	3,0
200	< 0,5	0,5

Av denna sammanställning kan konstateras att när c = 500 m/s så erhölls högst påkänningar vid en frekvens f = 25 Hz medan maximala värden är omkring hälften så stora när f = 50-100 Hz. Som jämförelse kan konstateras att maximala påkänningar vid c = 2000 m/s erhölls när f = 50 Hz och att omkring hälften så stora värden erhölls när lastfrekvensen var 25 Hz eller 100 Hz.

Sammantaget kan konstateras från detta att det inte är uppenbart på förhand att en given kombination av lastfrekvens f och våghastighet c ska resultera i stora påkänningar.

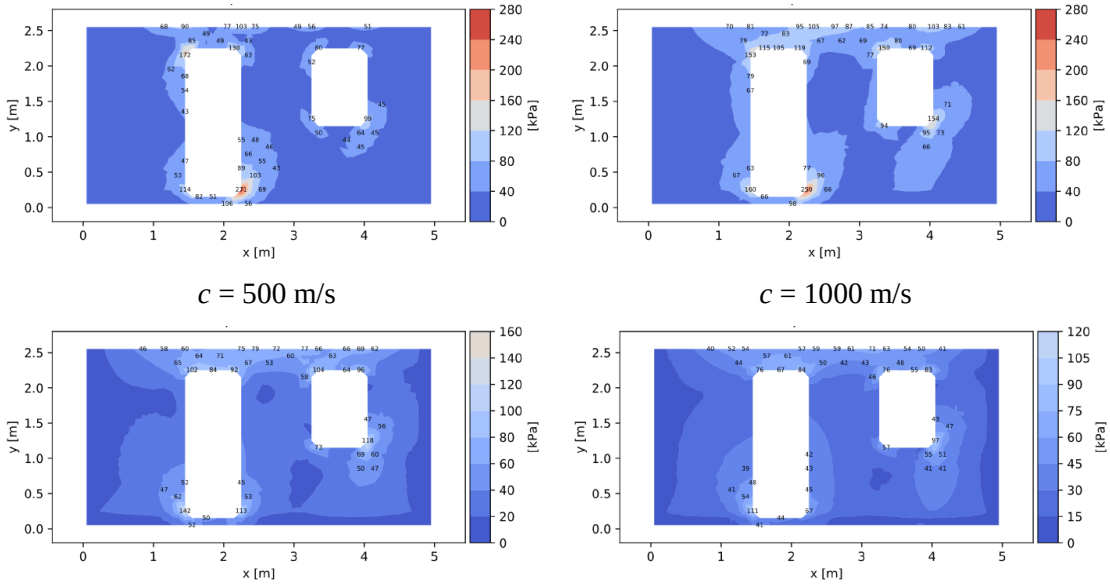
4.3.2.3 Vågutbredningshastighet

I Figur 4.20 och Figur 4.23 visas hur envelopperade huvuddragpåkänningar varierar i vägg med öppning vid varierande vågutbredningshastighet (c = 500-4000 m/s) när f = 200 Hz och k = 0,04 GN/m² respektive k = 0,16 GN/m². Färgskalan är inte densamma i samtliga bilder, vilket gör att en direkt visuell jämförelse kan vara svår att göra. För enklare jämförelse visas dock i Tabell 4.4 även en sammanställning av maximal påkänning för respektive kombination.

Tabell 4.4 Sammanställning av maximala dragpåkänningar i vägg med öppning från Figur 4.20 samt Figur 4.23 när f = 200 Hz.

	k [GN/m²]	
	0,04	0,16
c [m/s]	σ_{max} [MPa]	σ_{max} [MPa]
500	0,27	0,86
1000	0,23	0,89
2000	0,14	0,48
4000	0,11	0,50

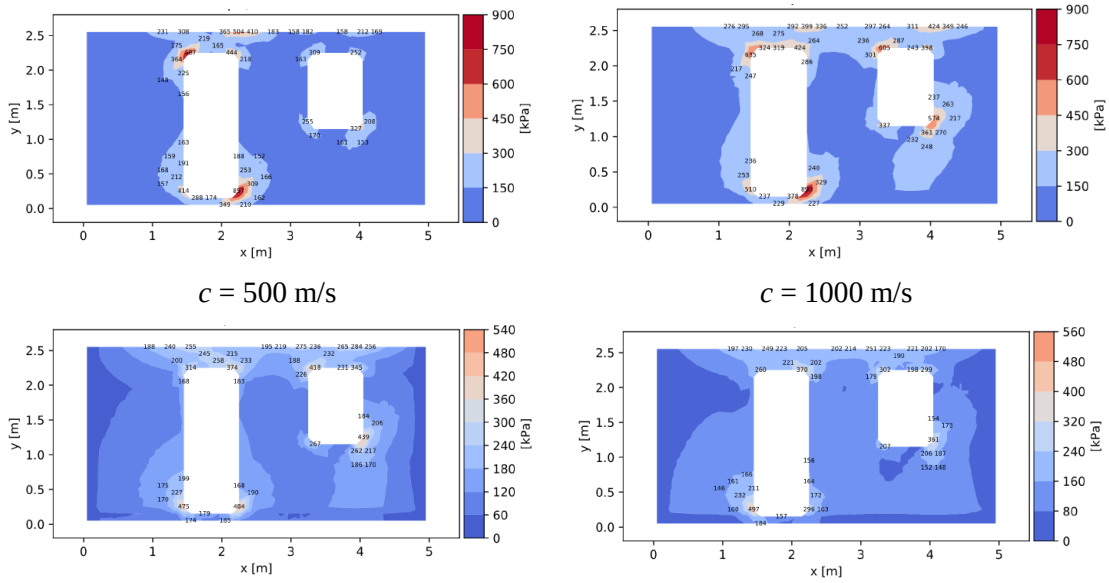
Av dessa resultat framgår att största påkänningar, för båda fjäderstyvheterna, fås vid en vågutbredningshastighet på c = 500-1000 m/s – erhållna påkänningar är dock omkring en faktor 3 till 4 gånger större när k = 0,16 GN/m^2. Vidare kan observeras att när vågutbredningshastigheten ökar till c = 2000-4000 m/s så minskar påkänningen till omkring hälften. En effekt motsvarande den som observerades för balk på fjäderbädd i avsnitt 4.2, dvs. att påkänningen är omvänt proportionell mot t.ex. c eller c^2 fås dock inte här.



c = 500 m/s c = 1000 m/s

c = 2000 m/s c = 4000 m/s

Figur 4.22 Maximala påkänningar i vägg med öppning när k = 0,04 GN/m^2 samt f = 200 Hz.



c = 500 m/s c = 1000 m/s

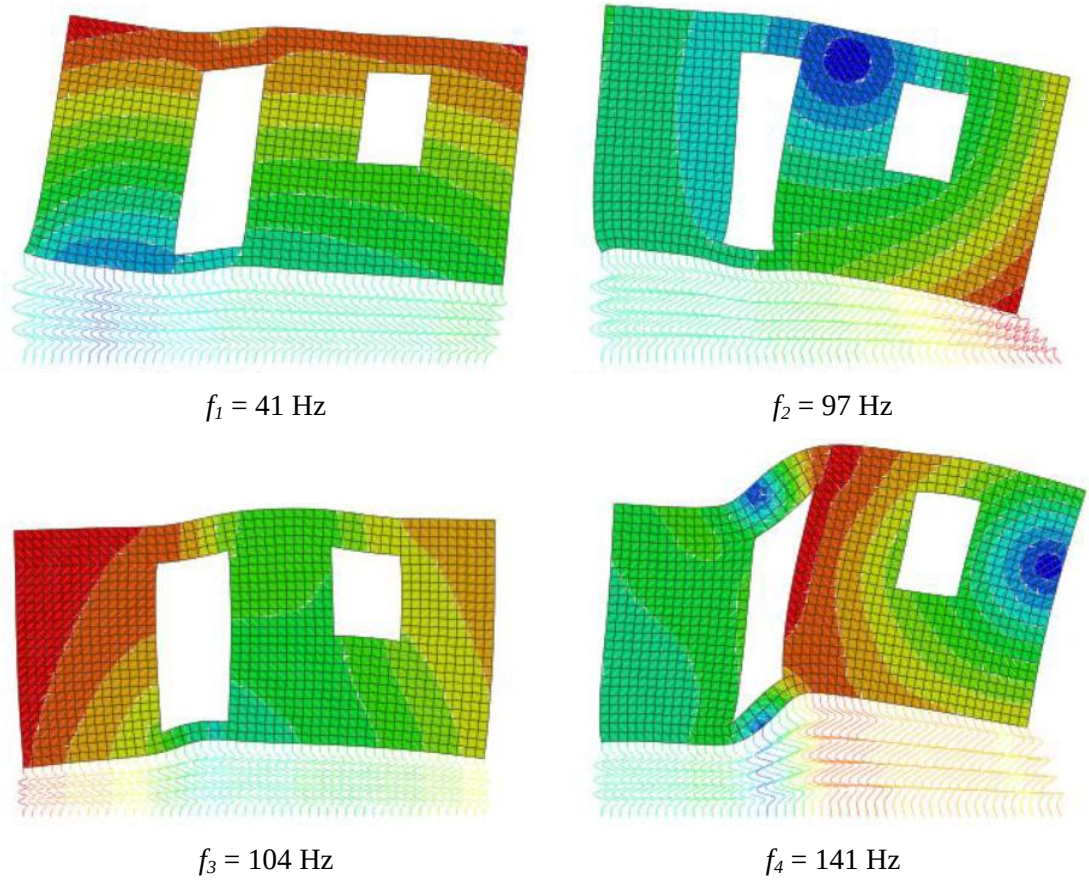
c = 2000 m/s c = 4000 m/s

Figur 4.23 Maximala påkänningar i vägg med öppning när k = 0,16 GN/m^2 samt f = 200 Hz.

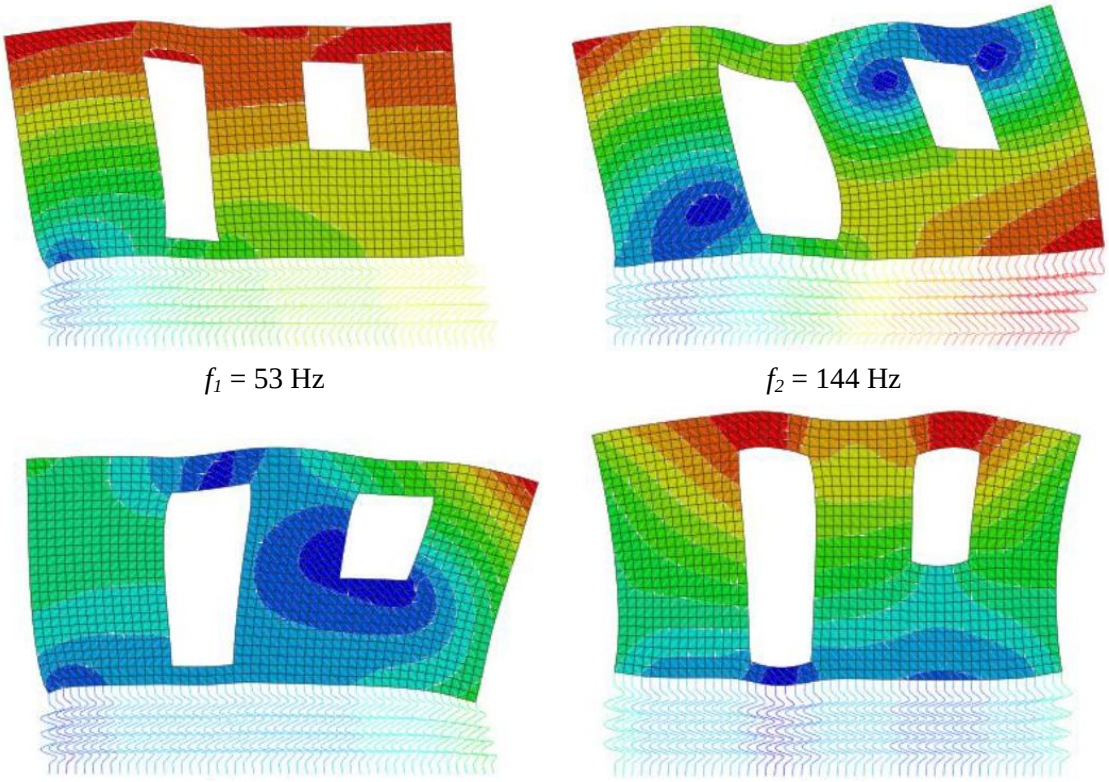
4.3.3 Inverkan på strukturrespons – ”styv” fjäderbädd

4.3.3.1 Egenfrekvenser

Med avsikt att efterlikna de grundförhållanden som har antagits gälla för balk på fjädrande bädd i avsnitt 4.2 så har här även undersökts hur vägg med öppningar påverkas när fjäderstyvheten k = [1, 10, 100 GN/m^2]. I Figur 4.24 till Figur 4.26 visas resulterande modform samt tillhörande egenfrekvens hos vägg när fjäderbädden har modellerats med dessa fjäderstyvheter. En jämförelse med modformerna som presenteras i avsnitt 4.3.2.1 för ”vek” fjäderbädd visar att det vid styva markförhållanden inte uppstår den tydliga stelkroppsrörelse som erhålls vid en vek fjäderbädd, jämför t.ex. modform för mod 1 och 2 i Figur 4.17 samt Figur 4.24. Detta innebär att vid en ökad fjäderstyvhet kommer väggens egna egenskaper få en ökad betydelse för vilken egenfrekvens som slutligen erhålls. Denna effekt kan exempelvis noteras i Figur 4.24 till Figur 4.26 genom att variationen i de två första egenmoderna är förhållandevis liten (f_1 = 41-60 Hz, f_2 = 97-156 Hz) trots att skillnad i fjäderstyvhet uppgår till en faktor 100.



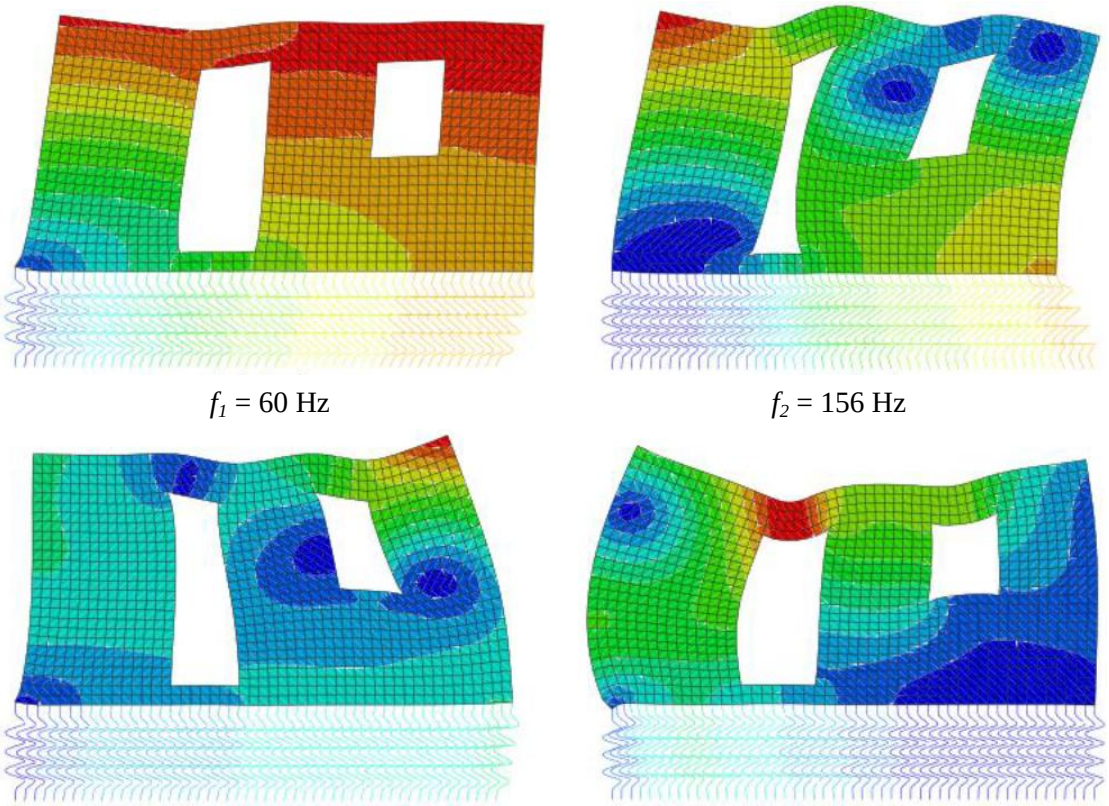
Figur 4.24 Modform och egenfrekvens hos vägg när k = 1 GN/m^2.



f_1 = 53 Hz f_2 = 144 Hz

f_3 = 175 Hz f_4 = 222 Hz

Figur 4.25 Modform och egenfrekvens hos vägg när k = 10 GN/m^2.



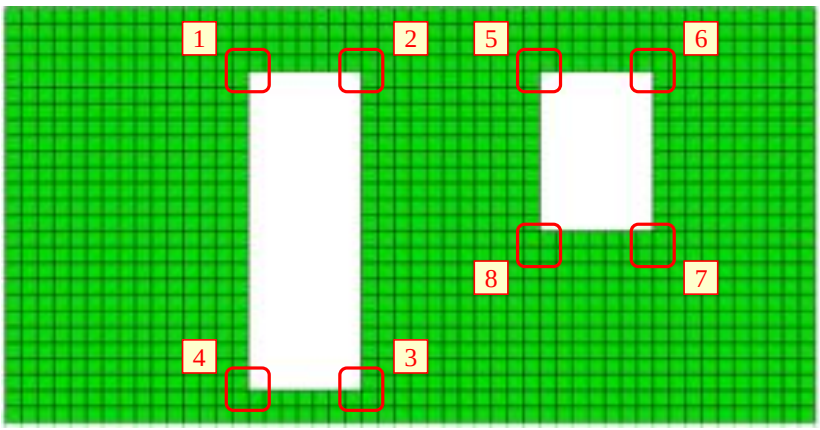
f_1 = 60 Hz f_2 = 156 Hz

f_3 = 195 Hz f_4 = 254 Hz

Figur 4.26 Modform och egenfrekvens hos vägg när k = 100 GN/m^2.

4.3.3.2 Lastfrekvens och vågutbredningshastighet

I detta avsnitt presenteras resultat på ett annat sätt jämfört med i avsnitt 4.3.2.2 samt 4.3.2.3. Istället för att, som där, redovisa en konturbild av maximala påkänningar så grupperas värdena här istället samman för de tre element som omger väggöppningarnas hörn, se Figur 4.27 för gruppering samt numrering av dessa. Detta medför att inverkan på identifierade områden på ett mer överskådligt sätt kan jämföras med varandra.



Figur 4.27 *Gruppering av element samt numrering av dessa för redovisning av maximal påkänning i väggöppningars hörn.*

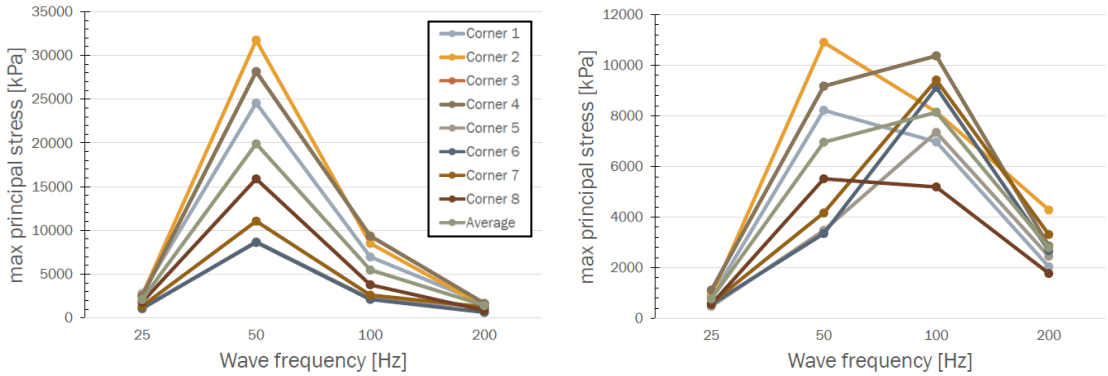
I Figur 4.28 till Figur 4.30 presenteras erhållna påkänningar i de grupperingar som definieras i Figur 4.27. Utgående från dessa figurer sammanställs i Tabell 4.5 vilka kombinationer av lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c som resulterar i maximal påkänning i vägg (●) eller maximal påkänning i minst en gruppering. Av detta kan konstateras att kombinationen av f och c som ger maximala påkänningar varierar för olika fjäderstyvheter k och det kan konstateras vara svårt att se ett entydigt mönster i erhållna resultat. Det kan dock konstateras att f = 25 Hz aldrig resulterar i någon maximal påkänning när k = 1-1000 GN/m^2 samt att kritisk frekvens tycks öka när fjäderstyvheten ökar.

Tabell 4.5 *Sammanställning av resultat i Figur 4.28 till Figur 4.30 av vilken kombination av lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c som medför maximal påkänning i vägg med öppning vid olika fjäderstyvhet k.*

	k = 1 GN/m^2		k = 10 GN/m^2		k = 100 GN/m^2	
f [Hz]	c [m/s] 500	c [m/s] 2000	c [m/s] 500	c [m/s] 2000	c [m/s] 500	c [m/s] 2000
25						
50	●	○				
100		●	●	○	○	●
200				●	●	

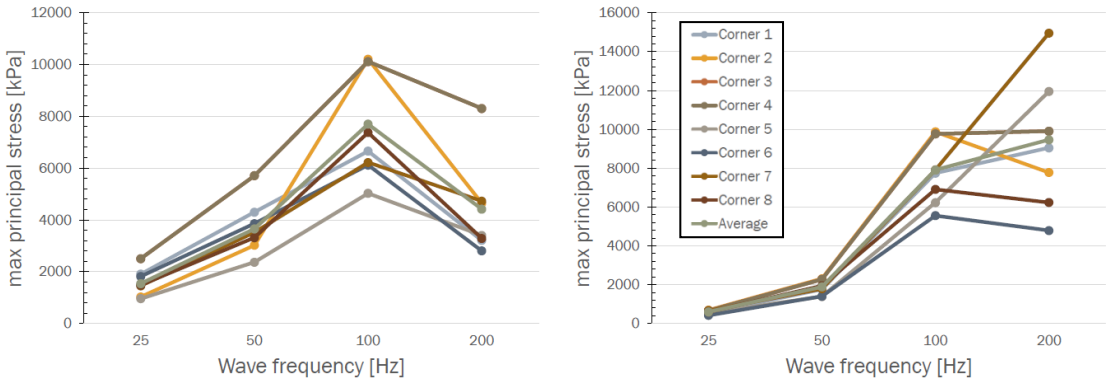
● = Maximal påkänning i vägg.

○ = Maximal påkänning i minst en gruppering enligt Figur 4.27.



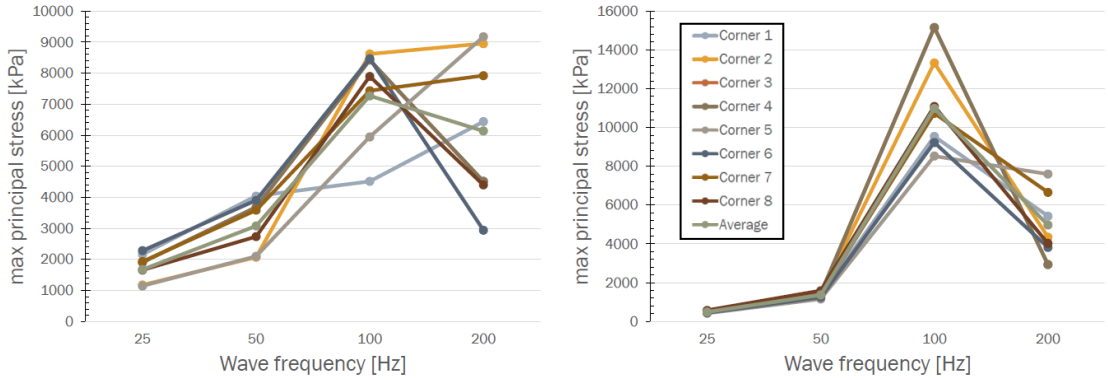
c = 500 m/s c = 2000 m/s

Figur 4.28 Maximala påkänningar i vägg med öppning för varierande lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c när k = 1 GN/m^2.



c = 500 m/s c = 2000 m/s

Figur 4.29 Maximala påkänningar i vägg med öppning för varierande lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c när k = 10 GN/m^2.



c = 500 m/s c = 2000 m/s

Figur 4.30 Maximala påkänningar i vägg med öppning för varierande lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c när k = 100 GN/m^2.

4.3.4 Observationer

Nedan sammanfattas observationer gjorda i avsnitt 4.3. Ett särskilt fokus har lagts på att belysa hur erhållna påkänningar påverkas av lastfrekvens *f*, vågutbredningshastighet *c* samt styvhet *k* hos fjäderbädd:

- Lastfrekvensens inverkan på väggens påkänningar varierar en hel del för olika kombinationer av vågutbredningshastighet och fjäderstyvhet. Det är därför inte möjligt att utifrån erhållna resultat dra några generella slutsatser om vilken inverkan som lastfrekvensen i sig har på resulterande vibrationer.
    - I utförda parameterstudier finns dock indikationer på att fjäderstyvhetens storlek har betydelse för vilken inverkan lastfrekvensen har. Vid en ”vek” fjäderbädd (k = 0,04-0,16 GN/m^2) fås genomgående att påkänningar är påtagligt lägre när f = 200 Hz jämfört med när f = 25-100 Hz. Vid en ökande fjäderstyvhet finns även en tendens att maximala påkänningar uppstår vid en ökande lastfrekvens.
    - För ”vek” fjäderbädd kan höga påkänningar vid en lastfrekvens på f = 25-50 Hz sannolikt förklaras med resonanseffekter. Bortses från dessa indikerar erhållna resultat att påkänningarna minskar med en ökande lastfrekvens, vilket i så fall skulle vara i konceptuellt linje med amerikanska och tyska sprängstandarder.
- Liksom lastfrekvensen så har inte vågutbredningshastigheten en entydig inverkan på vilka påkänningar som uppstår i en vibrationsutsatt vägg med öppningar. Även här finns dock indikationer på att fjäderbäddens styvhet har en viktig inverkan på vilken betydelse som vågutbredningshastigheten har.
    - Vid en ”vek” fjäderbädd (k = 0,04-0,16 GN/m^2) medför en ökad vågutbredningshastighet c att påkänningarna minskar. Vid en ”styv” fjäderbädd (k = 1-1000 GN/m^2) finns dock en tendens att vågutbredningshastigheten har en omvänd effekt, dvs. att påkänningarna ökar med ökande värde på c.
- Någon tydlig koppling motsvarande den som gäller för en balk på en fjädrande bädd, dvs. $\sigma \propto f / c^x$, har inte observerats för en vägg med öppningar – spridningen i resultat har funnits vara förhållandevis stor. Sammantaget kan därför konstateras att det inte är uppenbart på förhand att en given kombination av lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c ska resultera i maximala påkänningar.
    - En starkt bidragande orsak till detta tros vara komplexiteten hos en vägg med öppningar är betydligt högre än den för en balk på en fjädrande bädd. I den förra kommer lokal strukturrespons samt potentiella resonanseffekter sannolikt få en betydligt högre inverkan.
    - Detta innebär sannolikt att en förhållandevis liten justering av givna förutsättningar, t.ex. att väggdel ovan öppning och/eller att öppningens bredd ökar/minskar något, kan ha en betydande effekt på erhållna påkänningar av en pålagd markvibration.
    - Fler parameterstudier, motsvarande de som har utförts här, behöver göras innan mer generella slutsatser kan dras.

5 Slutsatser

5.1 Resultat

Förstudien har varit inriktad mot att studera vågutbredning- och vibrationseffekter från sprängning utifrån både lastrespons- och strukturresponsperspektiv. Analysen har i stor utsträckning utgått från frågeställningar som framförts mot Svensk Standard, för att i möjligaste mån utröna standardens för- och nackdelar. Nedan listas kortfattat de mest centrala fenomen som projektet vill lyfta fram.

Inom ramen av lastresponsen (kapitel 3), dvs. studier av markvibrationer som genereras vid sprängning:

- Markvibrationer vid ytan (PPV) har i många fall en betydande horisontell komponent, utöver den vertikala komponent som beaktas i Svensk Standard.
- Avstånd inverkar tydligt på vågornas frekvensinnehåll, med mer lågfrekvent innehåll på längre avstånd.
- Utöver avstånd så påverkas responsen i stor utsträckning på sprängladdningens position (t.ex. sprängning nära ytan eller djupare ner i marken), speciellt med avseende på vågtyper (tryck-, skjuv- samt Rayleighvåg).
- Vid lösare grund (t.ex. lera på berg) så har tjockleken på lerlagret stor inverkan på vibrationsnivåerna, bl.a. beroende på resonanseffekter i lagret.

Inom ramen av strukturresponsen (kapitel 4), dvs. studier av vibrationers påverkan på byggnad:

- För en mycket enkel struktur, i form av en balk på fjäderbädd, kan konstateras att påkänningar orsakade av markvibrationer ökar proportionellt med vibrationsamplitud v_A och lastfrekvens f samt minskar (i varierande grad) med en ökande vågutbredningshastighet c.
    - För v_A samt c är dessa observationer i linje med vad som anges i svensk sprängstandard medan det i denna inte finns några explicita anvisningar för inverkan av f.
    - Om lastens våglängd $\lambda = c / f$ är liten i förhållande till balkens höjd erhålls, nära balkens båda ändar, en potentiellt markant ökning av lokala påkänningar.
- För en mer verklighetsnära struktur, i form av en vägg med öppningar, har det noterats att det är komplext att förutspå hur storleken på resulterande påkänningar påverkas av olika parametrar.
    - Det är inte uppenbart på förhand att en given kombination av lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c ska resultera i stora påkänningar.
    - Varierande kombinationer av f och c kan ge betydande skillnader i påkänning – både upp och ned – utan att det går att uttyda någon tydlig, enhetlig röd tråd i parametrarnas inverkan.
    - Uppenbara resonanseffekter kan enbart delvis förklara observerad spridning i resultat.

5.2 Förslag på fortsatt arbete

Denna förstudie har studerat modellering av sprängningsinducerad last- och strukturrespons. Studierna har främst behandlat numeriska 2D-modeller genom FEM, och har därigenom gett en övergripande inblick i inverkan från olika parameters såsom lastens, markens samt konstruktionens egenskaper. Resultaten har i vissa fall givit tydliga indikationer på centrala parametrar för en strukturs vibrationsnivåer, och i andra fall visat på den komplexitet som finns för att bedöma markvibrationers skadeverkan mot byggnad.

För framtida arbete så framstår mer numerisk analys som centralt, i samverkan med jämförelser med experimentella data. Den numeriska analysen bör inriktas mot mer omfattande och detaljerad modellering av de för vibrationerna centrala parametrar såsom lasten (frekvens, förskjutningsfält), undergrunden (styvhet, dämpning), och byggnadens egenskaper (material, geometri). Detta arbete bör omfatta analys i både 2D och 3D. Dessa beräkningar bör samtidigt kalibreras och jämföras mot experimentella data, t.ex. från de fälttester, utförda i Norge, som berörs i detta dokument.

Baserat på ett sådant strukturerat arbete så finns det goda förutsättningar för att klargöra samverkan mellan grundens vibrationer, byggnadens dynamiska egenskaper och risk för skada. Detta skulle kunna utgöra underlag till en ny Svensk Standard, och i förlängningen en ny nordisk standard.

6 Referenser

Achenbach, J.D. (1973): *Wave propagation in elastic solids*, Elsevier, North Holland, Amsterdam, 1973.

Dowding, C.H. och Diels, E.W (2019). Use of response velocity to calculate building strains from blasting vibrations, *EFEE 10th world conference on explosives and blasting*, Helsinki, 2019.

Dowding, C.H (1985): *Blast vibration monitoring and control*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1985.

Dowding, C.H (2000). *Construction vibrations*, Prentice Hall, Englewood Cliffs. NJ, 2000.

Gjödvad, J.F. och Jern, M. (2019): Vibration monitoring standards connected to the use of explosives in Europe, *EFEE 10th world conference on explosives and blasting*, Helsinki, 2019.

Henrych, J.H. (1979): *The dynamics of explosion and its use*, Elsevier, North Holland, Amsterdam, 1979.

Jansson, A. och Eriksson, M. (2018): *Assessment of the Swedish Standard for blasting induced vibrations*, Chalmers Tekniska Högskola, Examensarbete 2018:54, 2018.

Jern M. (2018): *Test vägningsfilter*, Nitro Consult rapport 1731 7255 R 01 (Trafikverket ID 6532), Frekvensgruppen, 2018.

Nasseri, A., Folkow, P.D., Johansson, M., Leppänen, J. och Dahlström, L.-O. (2020): Wave propagation effects from blast induced vibrations, *EURODYN XI International conference on structural dynamics*, Aten, 2020.

NGI Remedy (2019): *Vibration induced damage due to construction work – State of the art report*, WP4 - Vibrations induced by construction activity", Deliverable 4.1, rev 0, NGI Remedy Projekt, 2019.

Norén-Cosgriff, K., Ramstad, N., Neby, A. och Madshus, C. (2020): Building damage due vibration from rock blasting, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138, 2020. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106331.

Ramstad N. och Madshus C. (2014): *NS 8141 Vibrasjoner og støt. Ny rystelsestandard i praksis – erfaringer fra utprøvning av standarden*, Multiconsult, 2014.

Richart, F.E., Hall, J.R., Woods: R.D. (1970): *Vibration of soils and foundations*. Prentice-Hall, New Jersey, 1970.

SIS (2011): *Vibration och stöt – Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader*, Svensk Standard SS 460 48 66, 2011.

SIS (2013a): *Förstudie ny Standard: SS 460 48 66 Vibration och stöt*, SIS Teknisk kommitté 111, Ag3, 2013.

SIS (2013b): *Bakgrund Svensk Standard: SS 460 48 66 Vibration och stöt*, SIS Teknisk kommitté 111, Ag3, 2013.

Siskind, D.E. (2018): *Vibrations from blasting*, Society of explosives engineers, Cleveland, OH, (3rd printing) 2018.

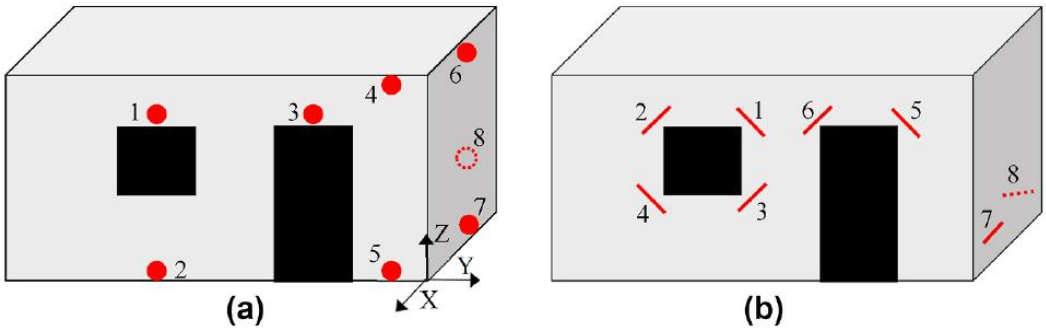
Standard Norge (2001): *Vibrasjoner og støt – Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk*, Norsk Standard NS 8141, 2001.

Wolf, J.P. (1985): *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1985.

Bilaga A Sprängningsförsök, Norge

Sprängningsförsök har nyligen utförts i Norge av en gruppering anförda av NGI där inverkan på, för ändamålet, uppförda betongbyggnader i en våning har studerats. Byggnaderna i dessa försök har utgjort förebild för den väggstruktur som studeras i avsnitt 4.3 och förutsättningarna för dessa försök berörs därför kort i denna bilaga. Samtliga figurer som visas är från Norén-Cosgriff *et al.* (2020).

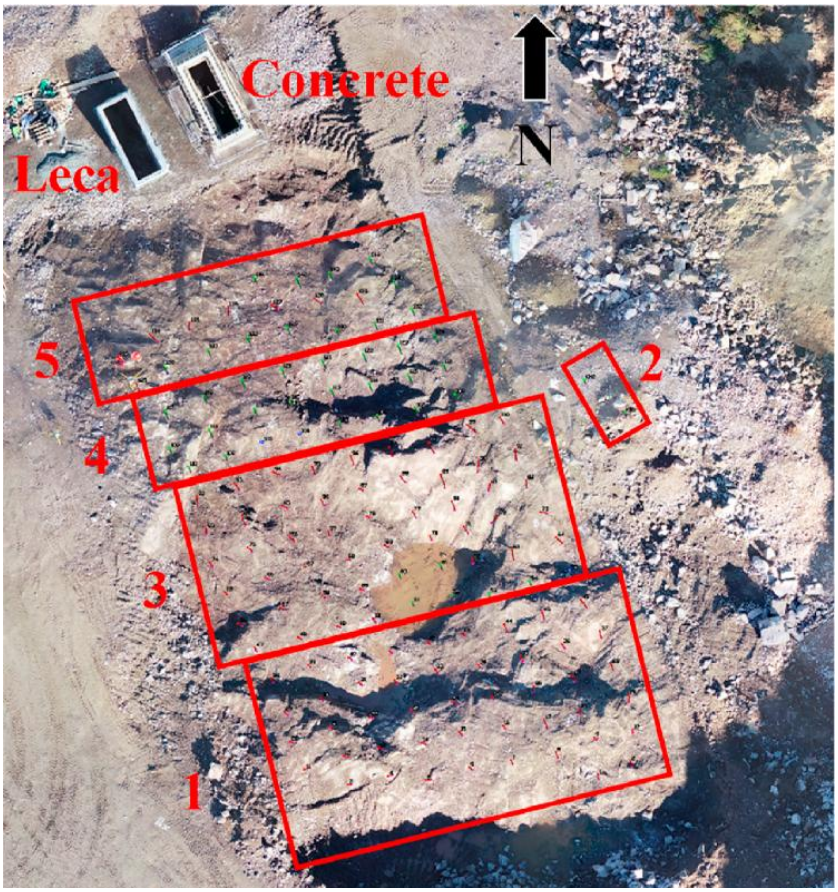
Studerade betongbyggnader har haft måtten längd x bredd x höjd = 5,0 x 2,0 x 2,4 m där en långsida försetts med två öppningar och övriga väggar utan öppning, se Figur A.1 för schematisk utformning samt placering av mätutrustning i försöken. Byggnaderna bestod av antingen Lecablock eller platsgjuten betong (C30/37) och saknade botten- samt takplatta. Väggarna var 0,20 m tjocka och vilade på en 0,20 m hög sula som bestod av 0,33 m breda sulblock (Lecabyggnad) eller en 0,40 m bred betongsula (byggnad av platsgjuten betong). För att simulera massan hos ovanliggande bjälklag i en verklig byggnad uppfördes ovanpå väggarna en träkonstruktion som fylldes med 4,5 ton stenkross, se Figur A.2.



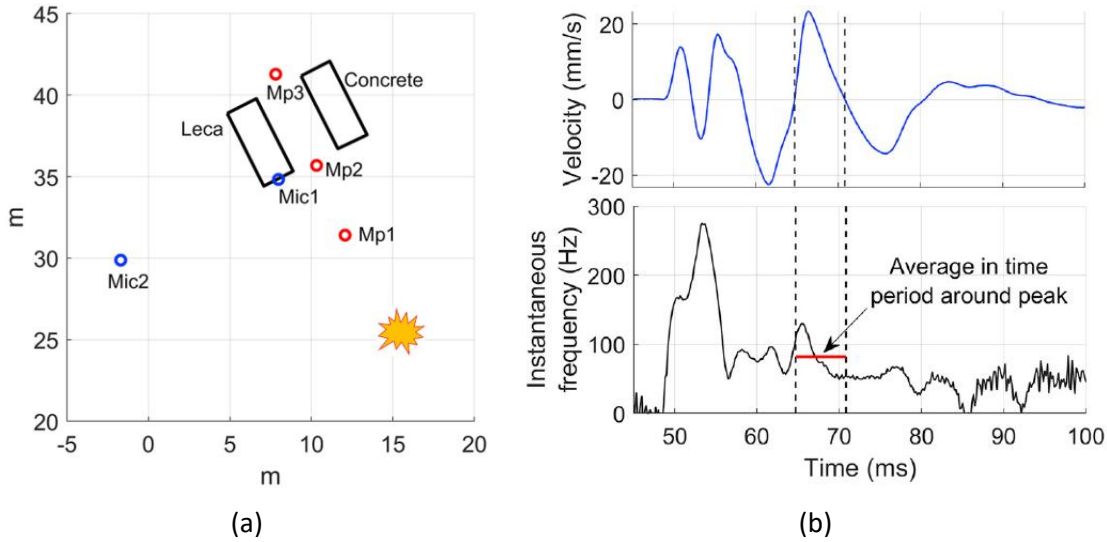
Figur A.1 *Schematisk geometri hos studerade byggnader med placering av a) geofoner samt b) töjningsgivare (längd: 10 cm).*

Figur A.2 *Foto av instrumenterade betongbyggnader – främre byggnaden av Lecablock (dessa kan svagt skönjas bakom putsen) och den bakre av platsgjuten betong. Ovanpå byggnaderna syns de träkonstruktioner som fylldes med stenkross.*

Totalt fem sprängserier genomfördes, se översikt av försöksområde i Figur A.3. Vibrationsmätningar gjordes på byggnader samt i marken, se Figur A.1 respektive Figur A.4. I den senare visas även ett exempel på uppmätt vibrationsvåg samt beräknat frekvensinnehåll.

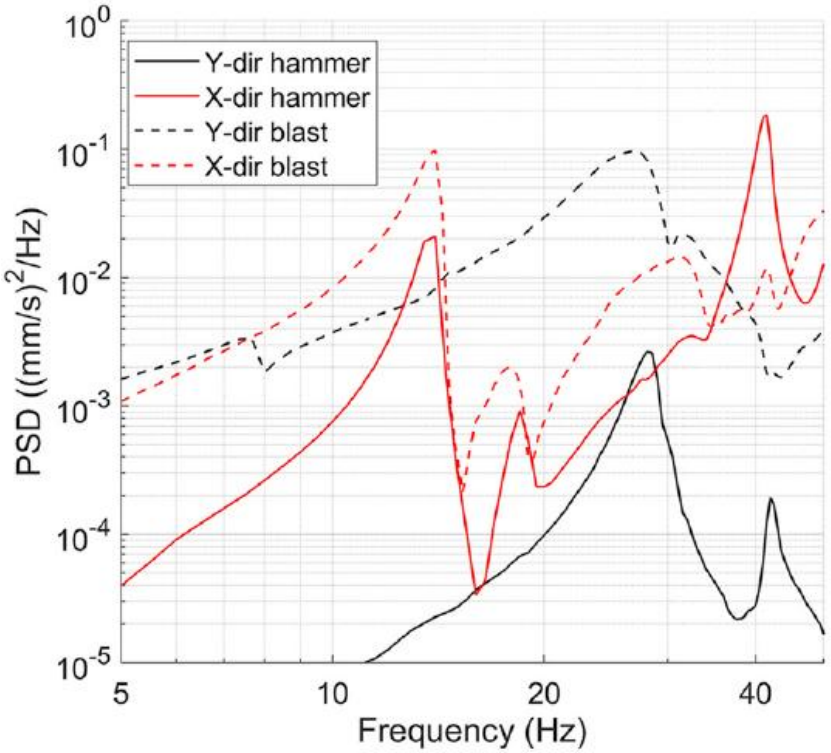


Figur A.3 *Översikt av försöksområde. De röda rektanglarna markerar placering av sprängladdningar för de olika sprängningarna och uppe till vänster i vilde syns de två byggnaderna.*



Figur A.4 *(a) Planvy över placering av geofoner (Mp#) för vertikala vibrationsmätningar samt stötvågsmikrofoner (Mic#). (b) Exempel på uppmätt vibrationsvåg samt beräknat frekvensinnehåll.*

I Figur A.5 visas exempel på uppmätt frekvensinnehåll hos byggnad av platsgjuten betong. I sprängförsöken var den lägsta egenfrekvensen 14 Hz för rörelse i *xz*-planet samt 26 Hz för rörelse i *yz*-planet – se Figur A.1 för definition av koordinatsystem.



Figur A.5 *Frekvensinnehåll hos plastgjuten byggnad erhållet vid excitering med hammarstöt (heldragna linjer) samt från sprängning (skott 2) (streckade linjer). För koordinatsystem, se Figur A.1.*