

Empa

Überlandstrasse 129
CH-8600 Dübendorf

T +41 58 765 11 11
F +41 58 765 11 22

www.empa.ch



Pan Łukasz Winiarczyk
BAKS - Kazimierz Sielski ul.
Jagodne 5
05-480 Karczew

Raport z badania Nr. 5214'015'167

Zlecenie dotyczy: zachowania się tras kablowych w
środowisku sejsmicznym

Zleceniodawca:	BAKS - Kazimierz Sielski	Badane
elementy:	Trasy kablowe	
Przedstawiciel klienta:	Pan Łukasz Winiarczyk	
Wasze zlecenie z:	17 luty 2017	
Nadejście elementów:	22 marzec 2017	
Badanie przeprowadzono:	22 marzec – 12 kwiecień 2017	
Liczba stron:	60	

Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (Szwajcarski Instytut do badania materiałów)
Dübendorf, 6. Juli 2017

Kierownik Badania:	Kierownik Wydziału
Dr. Benedikt Weber	Prof. Dr. Masoud Motavalli

Uwaga: Wyniki badań odnoszą się wyłącznie do badanego obiektu. Wykorzystywanie raportu w celach reklamowych, samo odniesienie do nich, jak również publikacja fragmentów wymaga zgody EMPA (zob. karta katalogowa). Raport i dokumenty są przechowywane przez okres 10 lat. Informacja o niepewności pomiaru można otrzymać z laboratorium.

Podsumowanie

Badaniu zostały poddane różne systemy tras kablowych firmy BAKS pod kątem ich zachowania podczas trzęsienia ziemi. System składał się z dwóch typów wsporników sufitowych i dwóch rodzajów podpór sejsmicznych. Obok korytek kablowych były badane także drabinki kablowe. Poza tym badano także wisiędniki trapezowe i obejmy kablowe, które były zawieszone na gwintowanych prętach.

Systemy ze wspornikami sufitowymi bez podpór badano przy obciążeniu kablami 30 kg / m, a te z podporami sejsmicznymi przy obciążeniu kablami 50 kg / m. Odstęp podpór w każdym przypadku wynosił 1,5 m. Przy wspornikach trapezowych odstęp zawiesi wynosił 1,5 m i obciążenie kablami 50 kg/m. Przy obejmach kablowych odstęp zawiesi wynosił 60 cm i obciążenie kablami 6 kg/m.

Przeprowadzono testy z różnymi sposobami: analizy częstotliwości dla elementów o długości 10,5 m, badania statyczne krótkich odcinków o długości 3 m i testy na stole wibracyjnym z jednostkami testowanymi również o długości 3 m.

Akcja sejsmiczna może być określona na podstawie normy SIA 261 lub kodu Euro 8. W zależności od strefy sejsmicznej i położenia budynku może być obliczona **wartość widmowa**.

Odporność na trzęsienie ziemi, jest wyrażona jako dopuszczalne widmowe przyspieszenie w funkcji liczby podpartych i nie podpartych wsporników lub zawiesi. Jako podstawę dla odporności na trzęsienie poszczególnych wsporników i zawiesi z podporami i bez podpór służą wyniki uzyskane na stole wibracyjnym. Testy statyczne zostały sporządzone do kontroli. Rozkład sił na pojedynczych wspornikach i zawiesiach oraz oszacowanie dynamicznej zmiany/przesunięcia wynikała z analizy częstotliwości.

Na przykład, są podane wyniki dla maksymalnego przyspieszania według SPI 261 w strefie (3b) (najwyższa² strefa) dla elementu na budynku. Odpowiednia wartość widmowa w kierunku poziomym wynosi 17.25 m/s². Te oddziaływania sejsmiczne odnoszą się do:

Systemów z wspornikami sufitowymi mogą być obciążane dla trzęsienia ziemi kablami o wadze 30 kg/m bez wsporników sejsmicznych. Dla obciążenia kabli 50 kg/m muszą one być podparte w regularnych odstępach. Przy profilach WPCW/WPCO 500 (Test 2a i 3a) odstępów mogą wynosić najwyżej 7.5 m (co 5 wspornik podparty), przy profilach WPCB (Test 2b, 3b, 5) odstępów mogą wynosić najwyżej 6 m (co 4 wspornik podparty).

Systemy ze wspornikami trapezowymi i uchwytyami kablowymi muszą być zawsze podparte. Przy wspornikach trapezowych (Test 6) z obciążeniem kablami 50 kg/m odstęp może wynosić najwyżej 6 m. Obejmy kablowe z obciążeniem 6 kg/m muszą być podparte co 3-cie zawiesie, ponieważ rozdział sił odbywa się poprzez kable..

W warunkach niższej aktywności sejsmicznej można stosować większe odległości dla podpór sejsmicznych. Jednak największym badanym odstępem było 9 m. Większe odległości mogą być realizowane tylko przy mniejszych obciążeniach kablowych.

Zlecenie

Firma BAKS zleciła EMPA w dniu 17 lutego 2017 r badanie szeregu korytek kablowych na bezpieczeństwo podczas trzęsienia ziemi. Jako podstawa ma być wykorzystana Norma SIA 261 i Eurocod 8. Systemy do badań zostały wybrane przez klienta.

Próbki powinny być zbadane na stole wibracyjnym firmy Ruag Space z Zurychu a EMPA ma przejąć zarządzanie projektami, zdefiniować przyspieszenia stołu wibracyjnego oraz dokonać analizy i oceny.

Obok już stosowanego systemu zwymiarowanego do dużych obciążeń, powinny być przebadane systemy ze specjalnymi dodatkowymi podporami sejsmicznymi. Przy czym te podpory nie powinny być instalowane na każdym nośniku, ale w większych odstępach.

Takie układy połączone nie mogą być badane na stole wibracyjnym RUAG z powodu ich długości. W związku z tym zaproponowano łączne testy z badań statycznych, analizy częstotliwości z ich wyników na stole wibracyjnym, z których można wyprowadzić pomiary. Do badań statycznych i na stole wibracyjnym używano krótkich konstrukcji składających się z dwóch podpór, podczas gdy analiza częstotliwości była przeprowadzana na dłuższych konstrukcji z 7 wspornikami i różnymi konfiguracjami odstępów podpór..

Statyczne próby i analizy częstotliwość przeprowadzono w dniach od 22 marca do 31 marca 2017 r w EMPA Dübendorf a na stole wibracyjnym od 5 kwietnia do 12 kwietnia 2017 roku w firmie RUAG Space w Zurychu.

Koncepcja badania

Sekcja ta opisuje ogólną koncepcję badania, która jest powodem przeprowadzenia badań. Opracowanie koncepcji było konieczne, ponieważ nie znaleziono żadnej wiążącej normy związanej z badaniem zachowania się nośników kablowych w warunkach trzęsień ziemi. Jedynymi informacjami, które mogą być tu wykorzystane, są informacje na temat pomiarów sejsmicznego dla elementów nie będących elementami nośnymi za pomocą procesu sił zastępczych.

Oddziaływanie sejsmiczne według SIA 216 i Eurokod 8

Nośniki kabli mogą być traktowane jako elementy nienośne lub jako uboczne elementy budowlane, które są wzbudzone w wyniku trzęsienia ziemi przez ruch budynku, do którego są przyłączone. Dla pobudzenia elementów wtórnych, ruch budynku jest dokładnie określony jedynie w wyjątkowych przypadkach. O wiele częściej, praktycznie we wszystkich standardach normach jest określony uproszczony wzór biorący pod uwagę przyspieszenie budynku, w zależności od jego wysokości i dynamicznego przyrostu sił pomiędzy elementem budowlanym. Siła zastępcza jest obliczana jako:

$$F_a = \frac{S_a M_a \gamma_a}{q_a}$$

gdzie S_a to wartość widmowa przyspieszenia (współczynnik trzęsienia ziemi), M_a masa elementów budowlanych, γ_a współczynnik znaczenia i q_a określa współczynnik zachowanie się. Współczynnik γ_a uwzględnia znaczenie elementów budowlanych i przejmuje w Eurokodie wartości pomiędzy 1 i 1,5, w której wyższe wartości przyjmuje się do systemów ratujących życie i dla pojemników dla niebezpiecznych substancji. Natomiast w Normie SIA 261 czynnikiem używanym znacznie częściej jest czynnik, który zależy od klasy budynku i przyjmuje on wartości pomiędzy 1,0 i 1,4. Także tu wyższe wartości są używane dla budowli ważnych dla ludzi oraz dla budowli szczególnie niebezpiecznych i. Współczynnik zachowania q_a bierze pod uwagę ciągliwość elementu budowlanego. W normach nie są podane żadne specyficzne wartości dla systemów układania kabli, ale najprawdopodobniej jest to wartość $q_a = 2$

Szwajcarski standard SIA 261 oraz Eurokod 8 używają podobnych formuł dla ustalania wartości widmowej. Formuła ta w SPI 261 wygląda następująco:

$$S_a = a_{gs} S \left[\frac{2(1 + z/h)}{1 + (1 - T_s/T_1)^2} \right]$$

a w Eurokod 8

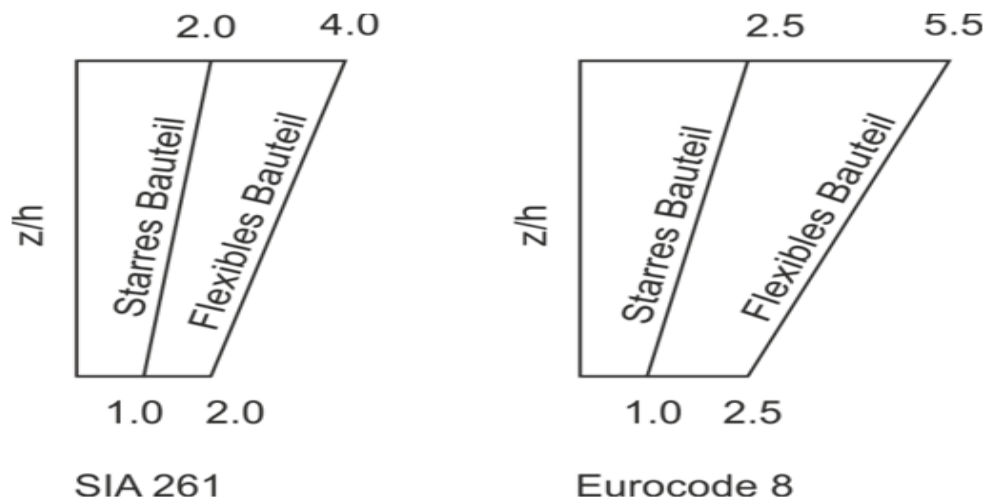
$$S_a = a_{gs} S \left[\frac{3(1 + z/h)}{1 + (1 - T_s/T_1)^2} - 0.5 \right]$$

Tu a_{gs} to wartość obliczeniowa przyspieszenia na skale, w zależności od strefy sejsmicznej, podczas gdy S określa parametry gruntu, w zależności od klasy budynku i wzmocnienia gruntu. Największa wartość występuje w miękkich warstwach i wynosi 1.4

Str. 5/60

Wysokość elementu drugorzędnych określa współczynnik z/h , podczas gdy T_a/T_1 opisuje stosunek cykli pomiędzy elementami wbudowanymi a budynkiem, T_1 podstawowe okresy w budynku, a T_a jest cykle podstawowe składników wbudowanych/niestrukturalnych. Wzory są zdefiniowane dla poziomego pobudzenia, które mają zasadniczo wartość rozstrzygającą

Dla sztywnego elementu jest T_a/T_1 , podczas gdy dla elastycznego elementu może wystąpić rezonans $T_a/T_1=1$. Współczynnik w nawiasach w równaniach (2) i (3) jest przedstawiony na rys. 1. (Starres = sztywny; Flexibles = elastyczny)



Ilustracja 1: Wzmocnienie na wysokości budynku z elementów sztywnych i elastycznych

Największą wartość widmowa dla Szwajcarii występuje w budynku w strefie 3b ($a_{gd} = 1.6 \text{ m/s}^2$) w klasie gruntu E ($S = 1.4$). Zgodnie z formułą według Eurokod powstaje dla elementów elastycznych wartość widmowa S_a 12.3 m/s^2 . W tej wartości nie jest zawarty współczynnik ważności γ_a .

Uwaga: w normach jest ogólnie używany okres drgań T zamiast częstotliwość f , gdzie $T = 1/f$. W analizie częstotliwości i w badaniach na stole wibracyjnym jest używana częstotliwość.

Dla ułatwienia interpretacji, przedstawiono widma reakcji w obydwu definicjach.

Siła zastępcza, jak to określone w normach, jest przeznaczony głównie do obliczeń konstrukcji. Może być ona używana danych eksperymentalnych, w których siła zastępcza jest przykładana bezpośrednio w próbie statycznej. Jednak tylko kilka ważnych dynamiczne efekty jest tylko częściowo uwzględnionych. W szczególności, nieliniowe zachowanie, a w niektórych przypadkach także tłumienie uwzględnia się współczynnik zachowania się q_a , który należy oszacować. W systemach takich jak nośniki kablowych, w których masa nie jest skoncentrowana ale jest przestrzennie rozproszonych, powstaje kwestia, w jaki sposób siła ma być stosowana.

Bardziej realne są próby na stole wibracyjnym, który jest przemieszczany tak, że testowana próbka ulega obciążeniu, które odpowiada sile zastępczej. Zasadniczo, stół wibracyjny jest przesuwany tak jak by się poruszał budynek w punkcie przyłączenia. Wzmocnienie przez budynek należy uwzględnić w ruchu stołu wibracyjnego, wzmocnienie przez rezonans między budynkiem a komponentem i współczynnik zachowanie komponentu są zawarte w teście. Ponieważ ani częstotliwość drgań budynku lub położenia wysokości mocowania nie są znane a priori, był badany skrajny przypadek, gdy komponent został umieszczony w górnej części budynku ($T_a = T_1$). Aby przetestować przypadek rezonansu, musiałby teoretycznie ruch stołu wibracyjnego być dostosowany do własnej częstotliwości drgań elementu. Ponieważ jednak własna częstotliwości drgań badanych elementów jest różna, został wygenerowany sygnał, odnośnie odpowiedzi co do widma szerokopasmowego, a tym samym osiąga różne generowane maksymalne przyspieszenia odpowiadającej $T_a/T_1 = 1$.

Oprócz wzbudzenia poziomego musi być badane wzbudzenie pionowe. Zgodnie ze standardami pionowe przyspieszenie wynosi 70% poziomego przyspieszania. Ponadto, dla ruchu pionowego nie pojawia się żadne wzmocnienie przez budynek w odniesieniu do wysokości. Można zatem przyjąć, w pionowym wzbudzenia $Z = 0$. Jednak rezonans pomiędzy tym składnikiem a budynkiem jest nadal możliwy. Generowanie z synchronizacją czasową jest opisane poniżej bardziej szczegółowo.

Eksperymentalne metody badania.

Zachowanie komponentu jest najlepiej widoczne poprzez testy na stole wibracyjnym. Przy tym zarówno tłumienie jak i nieliniowe zachowanie uważane są za realistyczne. Jednakże, wielkość badanego korpusu jest ograniczona przez geometrię użytego stołu wibracyjnego. W tym przypadku są badane nośniki kabli nie dłuższe niż 3 m z dwiema podporami. Jest to reprezentatywna dla rozbudowanych systemów, które składają się z identycznych okresowych powtórzeń. Ale to nie dotyczy systemów, w których wsporniki sejsmiczne są stosowane tylko w większych odstępach. W tym przypadku dowody muszą być wykonane w sposób pośredni. W tym połączeniu zaproponowano kombinację badań na stole wibracyjnym, testów statycznych na krótkich elementach i analizy częstotliwości na długich elementach. W przypadku analizy częstotliwości dla długich próbek przetestowano różne konfiguracje podpór z i bez ze specjalnych dodatkowych podpor sejsmicznych.

Jako punkt odniesienia dla badania rozważano maksymalne działania sejsmiczne według SIA 261. Z $a_{gd} = 1.6 \text{ m/s}^2$ (Strefa 3b) $S = 1.4$ i $\gamma_a = 1.4$ okazuje najwyższe spektrum dla elementu budowlanego z maksymalną wartością

wzór 4
$$S_{a,hor}^{Ref} = S_a \gamma_a = 1.6 \times 1.4 \times 1.4 \times 5.5 = 17.25 \text{ m/s}^2$$

Wartość ta mogłaby mieć zastosowanie do szpitala z ostrym dyżurem lub do leczenia otwartego w Valais. W innych przypadkach np. do szpitala lub szkoły (budynek klasy II) w centralnej Szwajcarii (strefa 2) na terenach morenowych (klasa budowlana gruntu C), spektrum pomiarów jest znacznie mniejsze, a mianowicie: $S_a = 1.0 \times 1.15 \times 1.2 \times 5.5 = 7.6 \text{ m/s}^2$

W konstrukcjach z częściowym wsparciem za pomocą wsporników sejsmicznych siły są rozłożone na wsporniki z jak i bez podpór sejsmicznych. Podpory z podporami sejsmicznymi otrzymują w ten sposób wyższe siły, niż przy próbie z wartością referencyjną. Dlatego wzbudzenie stołu wibracyjnego wzrosło aż do 282% wartości referencyjnej. W tym ruchu, maksymalne możliwe przemieszczenie stołu wibracyjnego zostało wykorzystane.

W celu porównania różnych prób, zostało tu opisanych kilka podstawowych relacje dynamiki. W przypadku zastąpienia sił, siła została obliczona z masy i przyspieszenia. W celu uwzględnienia zachowania nieliniowego, wartość ta została następnie podzielona przez współczynnik zachowania.

WZÓR 5
$$F_a = \frac{S_a M_a}{q_a}$$

W przedstawionym przypadku przyspieszenie jest obliczone przy stałej wartości S_a , która zawiera także współczynnik znaczenia. Z drugiej strony można też wyjść od spektrum przesunięcia.

Podczas gdy zakres przyspieszeń odnosi się do przyspieszeń absolutnych, to zakres przesunięć jest zdefiniowany jako relatywne przesunięcie i podaje, jakie nastąpiło odkształcenie konstrukcji w wyniku trzęsienia ziemi. Ta konstrukcja musi mieć możliwość niezawodnego przyjęcia tego odkształcenia. Związek pomiędzy zakresem przyspieszeń a zakresem przesunięć jest podany poprzez częstotliwość:

Wzór 6
$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2}$$

Gdzie $\omega = 2 \pi f$. Ponieważ częstotliwość odpowiada zakresowi częstotliwości własnych elementu budowlanego. Dotyczy to również

Wzór 7
$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a}{K/M}$$

lub

Wzór 8
$$F_a = \frac{KS_d}{q_a}$$

Siła KS_d jest siłą, która musiałaby być zdolny przyjąć system z zachowaniem liniowego zachowania. Przy zachowaniu nieliniowym jest brany pod uwagę współczynnik zachowania.

Przebiegi czasowe dla przyspieszania na stole wibracyjnym

Krzywe czas wygenerowano metodą Gaspariniego. Generowanie przeprowadzono z zaadaptowaną wersją oprogramowania SIMQKE (Gasparini i Vanmarcke 1976). To oprogramowanie generuje stacjonarny sygnał, którego amplituda jest modulowana w czasie. Amplitudy sygnału stacjonarnego pochodzą od spektrum, podczas gdy kąt fazowy jest generowane przez generator liczb losowych. Dokładne dopasowanie do danego zakresu następuje poprzez , korektę amplitud. Według Eurocod 8 powinno silne trzęsienie trwać nie mniej niż dziesięć sekund, a przebiegi czasowe powinna odpowiadać 5% spektrum.

Podczas generowania krzywych czasowych należało uwzględnić ograniczenia stołu wibracyjnego. Może on wytwarzać jedynie częstotliwości powyżej 2 Hz (cykle krótsze niż 0,5 sekundy), a ruch jest ograniczony w zakresie ± 25 mm (2 cali od szczytu do szczytu).

Przyspieszenie poziome

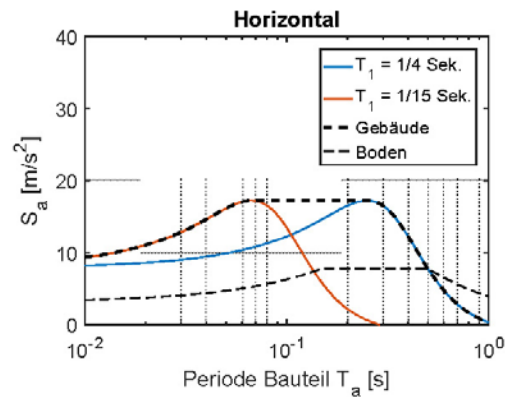
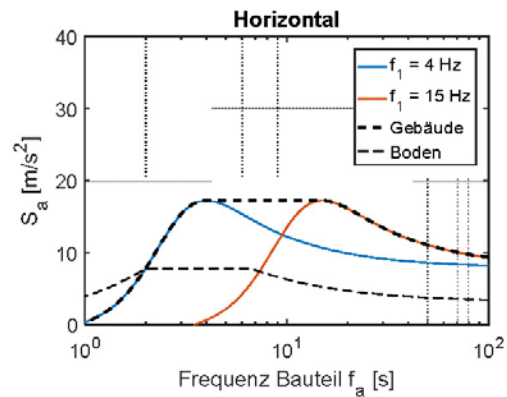
Jak wspomniano powyżej, testy na stole wibracyjnym opierają się na wartości referencyjnej

$$\text{Wzór 9} \quad S_{a,hor}^{Ref} = 17.25 \text{ m/s}^2$$

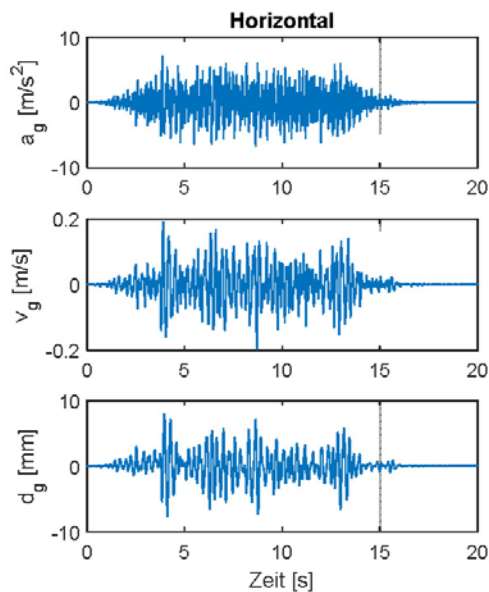
która odpowiada maksymalnemu przyspieszeniu w najwyższym punkcie budynku według SIA 26. Wartość ta zostanie osiągnięta, gdy częstotliwość elementów budowlanych zbiega się z częstotliwością podstawową budynku. Ponieważ ta wartość nie jest wiadoma, jest używany szeroki zakres, który jest ograniczony dwiema wartościami granicznymi w $f_1 = 4$ Hz, i $F_1 = 15$ Hz. Zakresy, które wynikają przy tych częstotliwościach, z równania (3) są pokazane na rysunku 2

wykazało, oznaczone na ilustracji 2. Na ilustracji przedstawiono takie same krzywe zarówno w prezentacji częstotliwości jak również w prezentacji okresów. Całe spektrum szerokopasmowe w obrębie obydwóch zakresów jest również pokazane i oznaczone jako „budynek”. Dla porównania, jest pokazany zakres ziemi według SIA 261 bez wpływu budynku.

Szerokość pasma musi być starannie dobrana. Teoretycznie rezonans występuje w budynku o wysokiej częstotliwości podstawowej. Teoretycznie, nawet w budynku wysokiej częstotliwości podstawowej może wystąpić rezonans. Jednak budynek przy wyższych częstotliwościach jest poruszany podczas trzęsienia ziemi mniej zdecydowanie, a więc, że należy zmniejszyć również widmo/spektrum po rozważeniu wzmocnienia rezonansu. Ten fakt nie jest brany pod uwagę przez proste wzorach (2) i (3). W niniejszej sprawie mieszczą się podstawowe/naturalne częstotliwości wszystkich testowanych nośników kabli w wybranym paśmie częstotliwości, więc to pytanie nie jest istotne.

Poziomo**Poziomo**

Ilustracja 2: Widma szerokopasmowe na trzęsienia poziomej (częstotliwość i okres prezentacji).

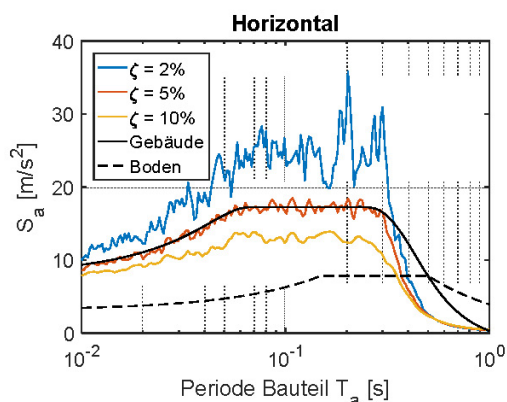
Poziomo

Ilustracja 3: Przebieg w czasie poziomej przyspieszenia, prędkości i przemieszczenia

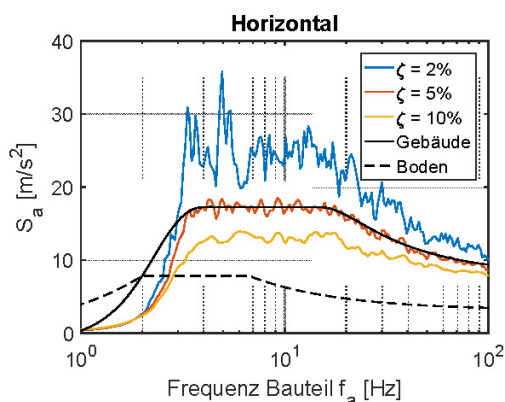
Sztucznie wytworzone czasy przyspieszenia i związane z nimi prędkości oraz przemieszczenia są zaprezentowane na ilustracji 3. Maksymalna amplituda przyspieszenia wynosi $7,15 \text{ m/s}^2$, a maksymalna amplituda przemieszczenia 8 mm . Przemieszczenie to ma decydujące znaczenie dla maksymalnego zwiększenia reakcji na trzęsienie ziemi, które mogą być stosowane, bez przekroczenia maksymalnej amplitudy przemieszczenia stołu wibracyjnego o $\pm 25 \text{ mm}$.

Zakres odpowiedzi wykreślono na wykresie 4. Dodatkowo do zakresów z 5% tłumienia, są przedstawione nawet dla zakresów od 2% do 10%. Dla porównania, przedstawiono zakresy dla budynku i ziemi na wykresie 2. W celu ograniczenia maksymalnego przesuw stołu wibracyjnego, dolny zakres częstotliwości został odcięty i dlatego nie ulega określonym zakresom budynku ..

Poziomo



Poziomo



Ilustracja 4: Widma przyspieszenia poziomego (prezentacja częstotliwość i okresów)

Pionowe przyspieszenie

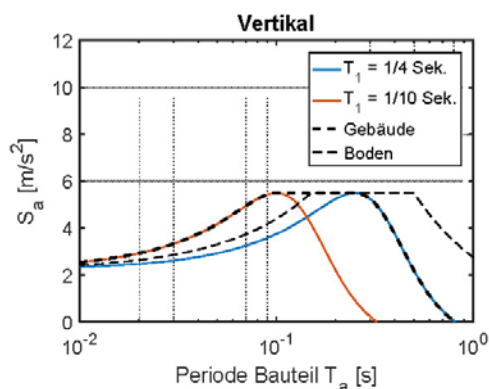
Dla przyspieszenia pionowego, wybrano maksymalną wartość równą 70% przyspieszenia poziomego. Ponadto założono, że nie następuje wzmocnienie na wysokości budynku. Wartość odniesienia jest określona wzorem:

$$\text{Wzór 10} \quad S_{a, \text{vert}}^{\text{Ref}} = 0.7 \times 1.6 \times 1.4 \times 1.4 \times 2.5 = 5.49 \text{ m/s}^2$$

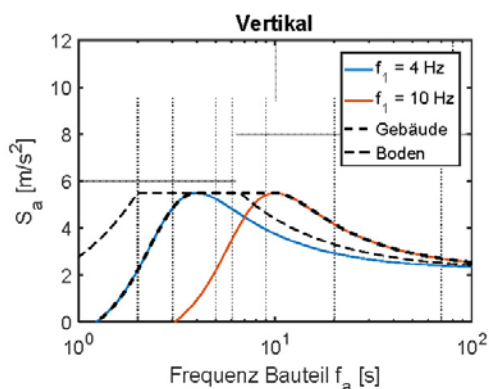
Ponieważ nie zostało uwzględnione wzmocnienie na wysokości budynku, teoretycznie może być stosowany bezpośrednio zakres ziemi. To pokazuje, w obszarze powierzchni tego samego podwyższenia rezonansu według wzoru Eurokod (3), a mianowicie o współczynnik 2.5. Jednak może nastąpić jakieś wzmocnienie przez kołysanie sufitu, i dlatego przyjęto wzbudzenia szerokopasmowe do 10 Hz. Przyjęto dolną granicę 4 Hz, przy czym wszystkie elementy testowe leżą w obszarze platformy. Niższe częstotliwości gruntu/ziemi nie muszą być okazywane, co pozytywnie wpływa na przemieszczenie stołu wibracyjnego.

Przebiegi czasowe pionowego przyspieszenia, prędkości i przemieszczenia są wykreślone na wykresie 6. Odpowiednie zakresy reakcji pokazano na wykresie 7.

Pionowo

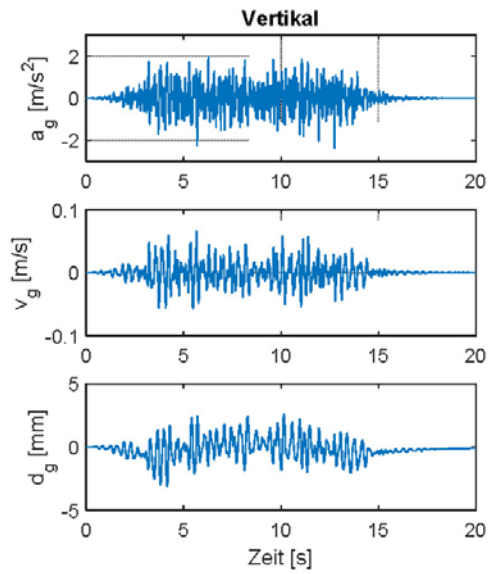


Pionowo



Ilustracja 5: Widma szerokopasmowe dla pionowego trzęsienia ziemi (prezentacja okresu i częstotliwości)

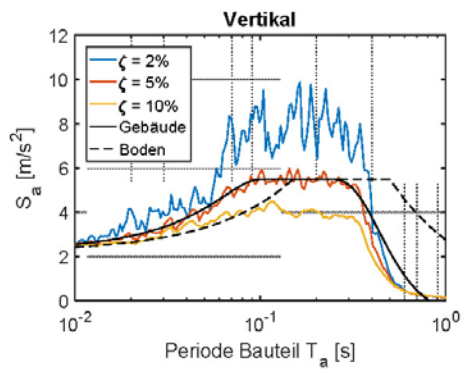
Pionowo



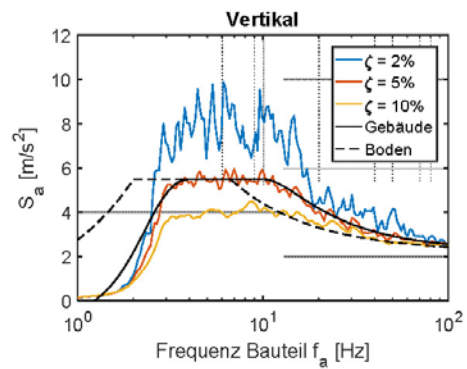
Ilustracja 6: Przebieg w czasie pionowego przyspieszenia,

prędkości i przemieszczenia

Pionowo



Pionowo



Ilustracja 7: Widma przyspieszenia pionowego (reprezentacja okresów i częstotliwości).

Przegląd próbek do badań

Na wstępie dokonujemy przeglądu poddanych badaniu próbek. Z jednej strony były testowane korytka i drabiny kablowe zawieszone na wspornikach sufitowych, które mają, oprócz pionowej sztywności także poziomą i dlatego mogą być badane na stojąco, chociaż w rzeczywistości będą montowane wisząco. Z drugiej strony zostały zbadane systemy, które są zawieszone na prętach gwintowanych i mogą być badane tylko w tej pozycji, a zatem muszą być podwieszone do ramy.

Badane próbki ze wspornikami sufitowymi są zestawione poniżej w tabeli 1. Poszczególne typy zostały połączone z dwóch różnych wsporników i dwóch różnych podpór. Odpowiednie rysunki są zamieszczone na następnej stronie.

W przypadku uchwytów trapezowych i obejm do kabli, chodzi o systemy, które mogą być badane tylko jako elementy zawieszona, które bez wsparcia w kierunku poziomym nie posiadają praktycznie sztywności. Oba typy są wymienione poniżej w tabeli 2. Odpowiednie rysunki są przedstawione na następnych stronach.

Nazwy testów 1-6 zostały pierwotnie wybrane przez klienta i zachowane do testów. Jednak w tym raporcie, systemy często nie są omawiane w tej kolejności. W szczególności, system podwieszenia (test 4 i test 6) będą najczęściej omawiane oddzielnie.

Wszystkie próbki zostały zmontowane na miejscu przez klienta.

Tabela 1: Zestawienie systemów ze wspornikami sufitowymi

Wspornik podłużny	Korytka			Drabiny
Wspornik sejsmiczny	Bez wsparcia	Profil / pręt gwintowany	Profil /Profil	Profil /Profil
Obciążenie	30 kg/m	50 kg/m	50 kg/m	50 kg/m
Profil wspornika				
WPCW/WPCO500	Test 1a	Test 2a	Test 3a	
WPCB500	Test 1b	Test 2b	Test 3b	Test 5

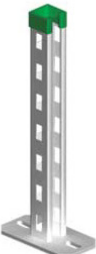
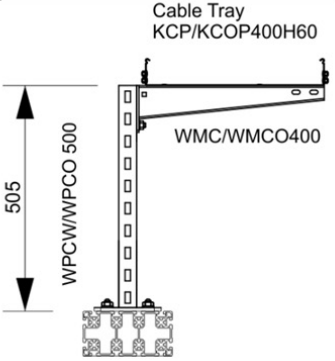
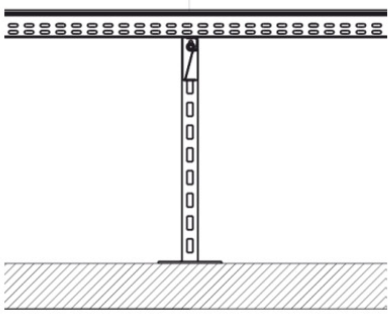
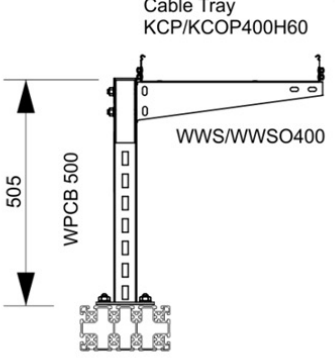
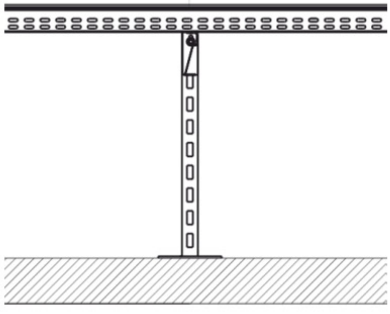
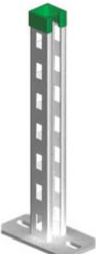
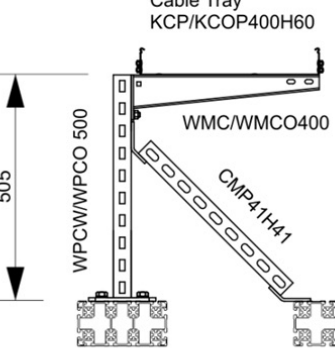
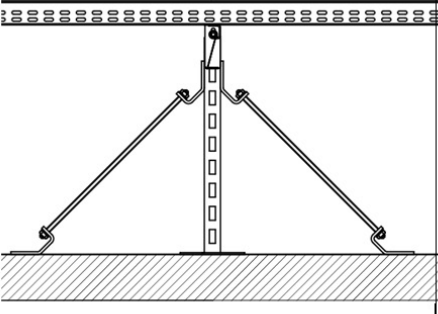
Tabela 2: uchwyt trapezowe i zaciski kablowe

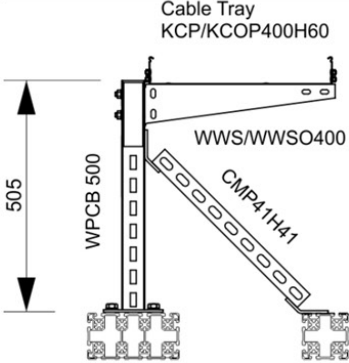
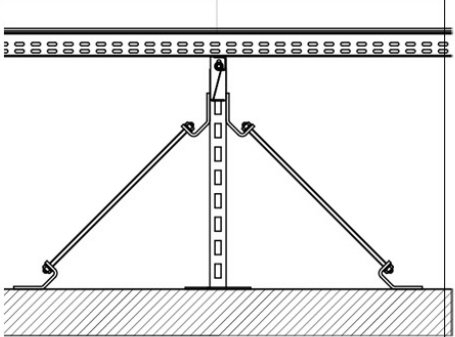
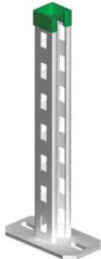
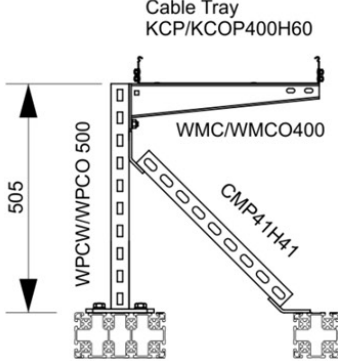
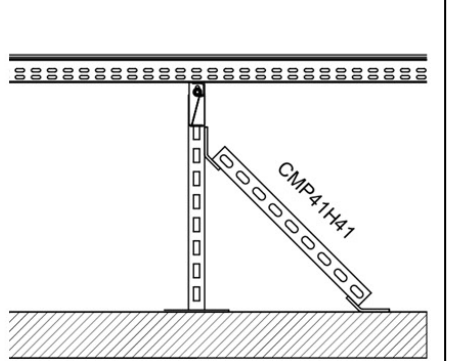
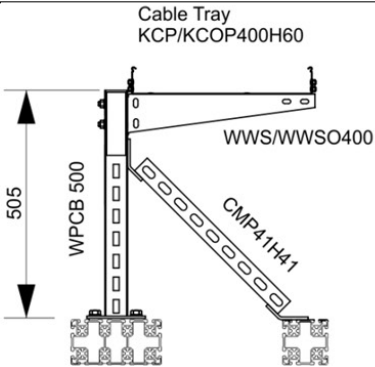
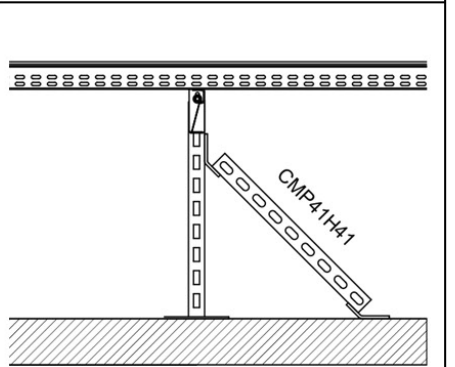
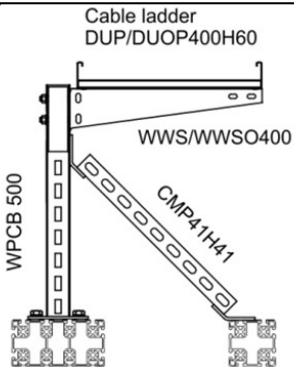
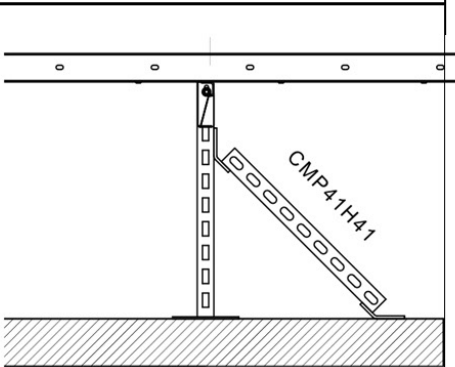
Wsporniki sufitowe z korytkami i drabinami

Różne typy wsporników są wymienione w tabeli 3 wraz z rysunkami. Systemy zostały zainstalowane stojąc, chociaż są one faktycznie montowane jako elementy wiszące. Długość wsporników do koryta lub drabiny wynosi 50 cm.

Typy te zastosowano do różnych konstrukcji, a mianowicie dla krótkich konstrukcji o długości 3 m i do długich konstrukcji o długości 10,5 m.

Tabela 3: Systemy wsporników sufitowych

Test 1a		 Cable Tray KCP/KCOP400H60 WMC/WMCO400 WPCW/WPCO 500 505	
Test 1b		 Cable Tray KCP/KCOP400H60 WWS/WWSO400 WPCB 500 505	
Test 2a		 Cable Tray KCP/KCOP400H60 WMC/WMCO400 WPCW/WPCO 500 CMP41H41 505	

Test 2b			
Test 3a			
Test 3b			
Test 5			

Uchwyty trapezowe i obejmy kablowe

Uchwyty trapezowe są pokazane na rysunku 8 a zaciski kablowe na rysunku 9. Oba elementy zostały zamontowane na stalowych ramach dostarczonych przez klienta. Sztywność ramy była nieco mniejsza w stosunku do sztywności konstrukcji zawieszenia, co utrudniało zarówno analizę częstotliwości, jak i sterowanie stołem wibracyjnym.

Uchwyty trapezowe składają się z poziomych kratownic, które są zawieszone za pomocą prętów gwintowanych. Wsporniki sejsmiczne składają się z ułożonych ukośnie prętów gwintowanych tworzących przestrzenną ramę. Skośnie ułożone pręty gwintowane były mocowane pod kątem 45° , chociaż kąt przestrzeni nie wynosił 45° , co doprowadziło do znacznych ograniczeń. Pionowe pręty gwintowane zostały wzmocnione profilami, aby zapobiec przedwczesnemu wyboczeniu. Na poziomych kratownicach zostały zamontowane korytka kablowe. Zastosowano takie same rozpiętości jak przy wspornikach sufitowych.

Obejmy kablowe nie posiadają wsporników wzdłużnych. Rozmieszczenie sił kablowych pochodzi z kabli, które zależy od sztywności zginania kabli. Rozstawy podparć są więc mniejsze niż w przy korytkach kablowych. Testy zostały przeprowadzone przy rozstawie 60 cm. Podobnie było zrealizowane zawieszenie, gdzie podpory były wyposażone w pręty gwintowane umocowane pod kątem 45° . Tu też kąty były niezgodne z kątami pomieszczenia, co skutkowało ograniczeniami.

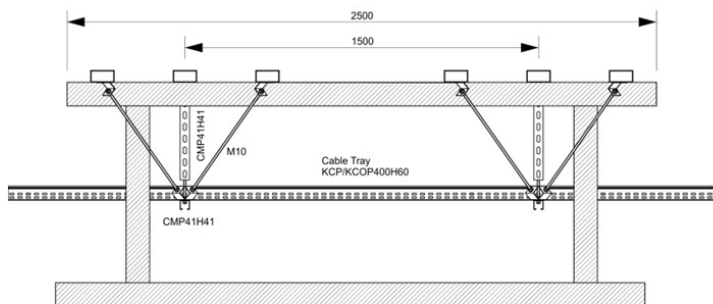
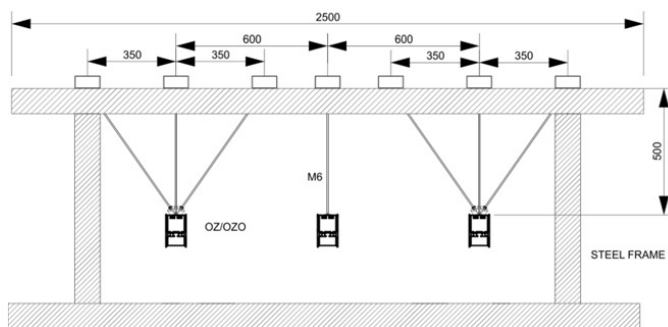
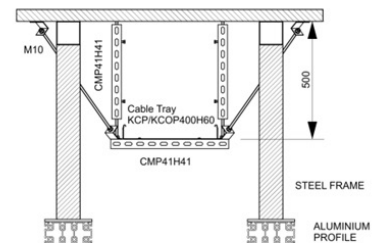
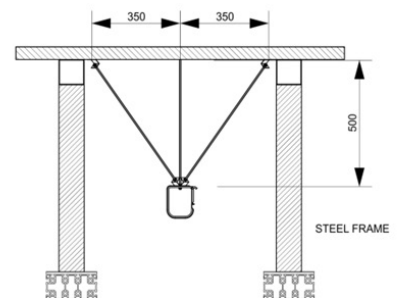


Abbildung 8: Trapezträger (Test 6).



Ilustracja 8: Uchwyty trapezowe (Test 6).



Konstrukcje

Różne typy kabli lub drabinek (bez zacisków kablowych) zostały przetestowane w różnych wariantach:

- Krótka konstrukcja o długości 3 m z 2 wspornikami w odległości 1,5 m
 - o Pomiary częstotliwości na podstawie montażowej
 - o Statyczne testy na podstawie montażowej
 - o Badania na wibrującym stole
- Długa konstrukcja o długości 10,5 m i z 7 wsporników w odstępach co 1,5 m
 - o Pomiary częstotliwości na podstawie montażowej w różnych konfiguracjach

Do zacisków kablowych wybrano krótsze odstępy podpór:

- Krótka konstrukcja z 3 wieszakami w odstępach co 60 cm, przy czym obydwa zewnętrzne wieszaki były podparte (ilustracja 9):
- Długa konstrukcja z 7 wieszakami w odstępach co 60 cm, różne konfiguracje

Kable.

Nośniki kablowe były wyłożone kablami z firmy Technokabel S.A.. Ponadto wykorzystano pozostałe, które były dostępne w tej chwili w Empa. Do testów wibracyjnych wykorzystano tylko kable. Odważono kawałek każdego typu kabla o długości 3 m. Pozostałe zostały przyjęte w/g wskazanie wagi, aby nowe oznaczanie ciężaru było zbędne.

Masy trzech konstrukcji obliczano w następujący sposób (wartości nominalne i wartości rzeczywiste):

Dla koryt i drabin

Krótka konstrukcja (3 m)

- 30 kg / m - kable o długości 3 m, waga 3 m: 95,2 kg, ciężar roboczy: 31,7 kg / m
- 50 kg / m - dodatkowy ołówek 66,1 kg, ciężar roboczy: 53,8 kg / m

Długa konstrukcja (10,5 m)

- 50 kg / m - kable o długości 3 m, ciężar 3 m: 75,9 kg, ciężar 10,5 m: 265,65 kg
dodatkowo 11 ołowiu jałowym o łącznej masie 264 kg, ciężar metra: 50,4 kg / m

Stół wibracyjny:

- 30 kg / m - kable o długości 3 m, ciężar 91,7 kg, ciężar metra bieżącego: 30,6 kg / m
- 50 kg / m - kable o długości 3 m, ciężar 151,1 kg, ciężar metra bieżącego: 50,4 kg / m

Dla obejm kablowych

Krótka konstrukcja (1,8 m)

- 6 kg / m - 2 kable o długości 1,9 m, waga 11,9 kg, ciężar metra bieżącego (nominalnie 1,8 m): 6,6 kg / m

Długa konstrukcja (4,2 m)

- 6 kg / m - 2 kable o długości 4,5 m, waga 28,2 kg, ciężar metra bieżącego (nominalnie 4,2 m): 6,7 kg / m

Pomiary częstotliwości na krótkich i długich konstrukcjach

Do pomiarów częstotliwości konstrukcje zostały ustawione za pomocą profili aluminiowych na podłodze montażowej hali budynku w Empa. Były one wzbudzane młotem i przyspieszenie mierzono za pomocą 8-miu czujników przyspieszenia. Ogólnie rzecz biorąc, użyto 2 czujników dla kierunku wzdłużnego i 6 czujników dla kierunku poprzecznego lub częściowo również w kierunku pionowym.

Zastosowano przetworniki przyspieszenia Model PCB 393A03 (Empa Log 100.140) o czułości 1 V / g. (Pierwsze pomiary z PCB 393B31 o czułości 10 V / g zostały przesterowane). Przyspieszenia rejestrowano za pomocą urządzenia do zbierania danych OROS OR38. Pomiary przeprowadzano w każdym przypadku w ciągu 2 minut przy częstotliwości 512 Hz.

Częstotliwości własne ustalono przy użyciu widma Fouriera. Średnie widmo mocy obliczono z przyspieszenia przy użyciu funkcji Matlab "pwelch". Wyliczono 8192 punktów podparcia, co powodowało rozdzielczość częstotliwości 0,0625 Hz.

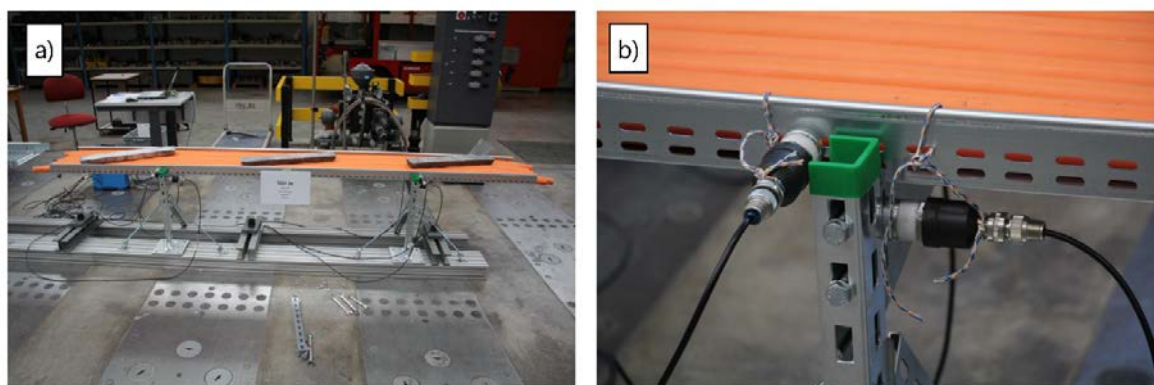
Wzbudzenie zostało przeprowadzone raz w kierunku poprzecznym i raz w kierunku wzdłużnym. W przypadku długich konstrukcji trudno było wzbudzić całą strukturę, szczególnie w kierunku poprzecznym. Najlepszym rozwiązaniem było rozłożenie uderzeń młota na przemian na całej długości. Aby zapobiec przesterowaniu czujników przyspieszenia, uderzenia młotów następowało pośrednio poprzez blok gumy.

Położenie i kierunek akceleratorów podano w dodatku wraz z widmami.

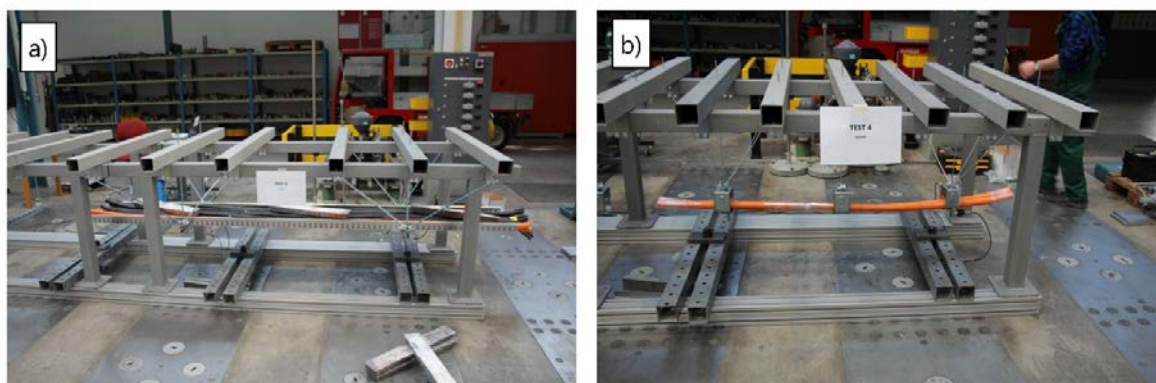
Konstrukcje krótkie.

Konstrukcje bez wsporników sejsmicznych były w zasadzie obciążone 30 kg / m, a te z podporami 50 kg / m. Rzeczywiste ciężary były nieco wyższe.

Typowy układ korytek kablowych przedstawiono na ilustracji 10. Czujniki przyspieszenia dla kierunku wzdłużnego i poprzecznego można zobaczyć na prawej ilustracji.



Ilustracja 10: charakterystyka częstotliwościowa konstrukcji krótkiej (test 2b): a) Przegląd, b) Czujnik przyspieszenia.



Ilustracja 11: charakterystyka częstotliwościowa konstrukcji krótkiej: a) uchwyt trapezowy (Test 6), obejmę kablowe (test 4)

Tabela 4: Częstotliwości własne dla konstrukcji krótkich

Profil wspornika	Nośnik	Test	obciążenie [kg/m]	Kierunek wzdłużny		Kierunek poprzeczny		uwagi
				Wsporik sejsmiczny*	Częstotliwość własna [Hz]	Wsporik sejsmiczny *	Częstotliwość własna [Hz]	
WPCW MPCO500	koryto	1a	31.7	-	9.3	-	6.3	Czułość czujnika (10 V/g)
		2a	53.8	G	11.8	P	7.3	
		3a	53.8	P	15.9	P	7.3	
WPCB500	koryto	1b	31.7	-	5.3	-	6.3	
		2b	53.8	G	11.1	P	8.4	
		3b	53.8	P	11.3	P	8.3	
	drabina	5	53.8	P	9.4	P	8.9	
Pręt gwintowany	koryto	6	50.6	G	9.3	G	9.1	
	bez	4	6.6	G	8.2	G	4.6	L= 1.8 m, 3 uchwyty, 2 ze wspornikami

Konstrukcje długie

Długie konstrukcje (z wyjątkiem zacisków kablowych, test 4) składają się z nośnika kabli o długości 10,5 m składającego się z elementów o długości 3 m ($3\frac{1}{2}$ części) i 7 podpór o długości 1,5 m. Wsporniki sejsmiczne zostały zainstalowane w 4 konfiguracjach, jak to pokazano na ilustracji 14. Podpory są montowane w obu kierunkach. Konfiguracja 4 jest bez podpór. Konstrukcje długie były obciążone nominalnie 50 kg / m. Rzeczywiste wagi kabli były nieco większe. Konstrukcję dla testu 2a) przedstawiono na zdjęciach 12. Na prawym zdjęciu widać połączenie dwóch korytek kablowych. Strukturę nośnika trapezowego (test 6) można zobaczyć na zdjęciach 13a.

W przypadku zacisków kablowych (test 4) wybrano taki sam układ, ale odległość między wspornikami wynosiła 60 cm. Obejmy kablowe załadowano 2 kablami, z których każdy składał się z pełnego odcinka o długości i jednej połowy 3 m. Łączna długość wynosiła 4,5 m, a ciężar nominalny wynosił 6 kg / m. Struktura uchwytów kablowych jest pokazana na zdjęciu 13b).



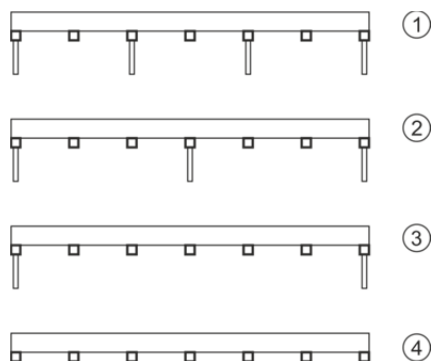
Zdjęcia 12: Analiza częstotliwości konstrukcji długich: a) Test 2a, b) Połączenie pomiędzy korytkami kablowymi



Zdjęcia 13: Analiza częstotliwości konstrukcji długich: a) uchwyty trapezowe (test 6), b) Obejmy kablowe (test 4)

Tabela 5 przedstawia naturalne częstotliwości dla długich konstrukcji dla 4 konfiguracji. W tabeli podane są również rzeczywiste obciążenia kablami. Testy są ponownie uporządkowane według profili nośnych. W konfiguracji 4 (bez wsporników sejsmicznych) na profil przypada tylko jedna wartość. W przypadku zacisków kablowych (test 4) sztywność zgięcia podawana jest tylko przez same kable. Bez podparcia bocznego (konfiguracja 4) sztywność pozioma już nie występuje i tym samym nie można już zmierzyć częstotliwości.

Odpowiednie widma podano w załączniku.



Ilustracja 14: Konfiguracje dla konstrukcji długich

Tabela 5: Naturalne częstotliwości dla długich konstrukcji w konfiguracjach K1-K4

Profil wspornika	Test	Obciążeni	Kierunek wzdłużny [Hz]				Kierunek poprzeczny [Hz]			
			K1	K2	K3	K4	K1	K2	K3	K4
WPCW /WPCO 500	2a	50.4 kg/m	10.6	10.1	9.1	6.9	6.9	6.8	5.4	5.1
	3a	50.4 kg/m	12.4	11	10		7.1	6.7	5.4	
WPCB 500	2b	50.4 kg/m	9.3	8.3	7.4	4.9	8.3	7.7	6.2	6.1
	3b	50.4 kg/m	10	9.4	8.1		8.3	7.9	6.3	
	5	50.4 kg/m	9.1	8.6	7.6	4.7	7.4	6.8	5.9	5.6
Pręt gwintowany	6	50.4 kg/m	10.4	9.1	7.4	1.4	8.3	7.1	3.8	1.4
	4	6.7 kg/m	9.8	7.9	7.5	-	4.8	3.0	1.5	-

Częstotliwości własne dla krótkich i długich konstrukcji można analizować za pomocą prostego modelu. Jeśli założymy, że nośnik (korytka lub drabina) zachowuje się jak sztywne ciało, sztywność pojedynczych wsporników sufitowych może być dodawana pojedynczo i można z tego obliczyć częstotliwości własne. Jeśli z 7 wsporników n nie ma podparcia, to częstotliwość naturalna

$$\frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_0(7-n+n \cdot s)}{7M}} = f_n$$

Wzór 11

gdzie K_0 oznacza sztywność wsporników sejsmicznych i M masę, która jest przyporządkowana do jednego wspornika. Stosunek sztywności jednego wspornika bez podparcia do wspornika ze wsparciem określany jest jako współczynnik sztywności s i jest następnie wielokrotnie wykorzystywany do rozkładu sił.

Relacja (11) może być zapisana jako

$$\left[1 + \frac{n}{7}(s-1)\right] f_0^2 = f_n^2$$

Wzór 12

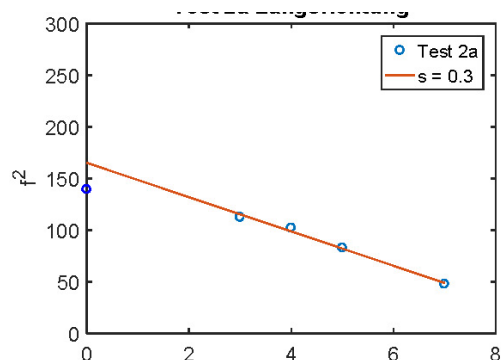
Gdzie $f = \frac{1}{2} \sqrt{k/M}$ oznacza kwadrat częstotliwości własnej wspornika podpartego. Równanie (12) jest prostą linią formuły

$$y = a \cdot x + b \quad (13)$$

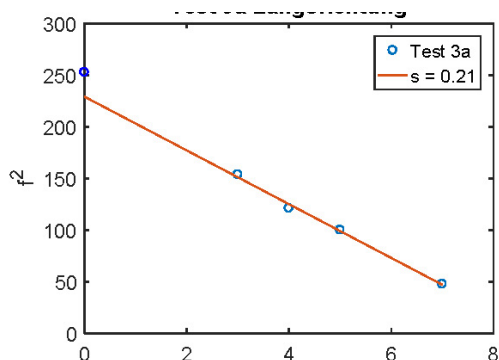
Współczynniki a i b mogą być określone przez regresję. Porównując wzory (12) i (13), otrzymuje się następujące wyniki: $F_2 = a$ i $s = 1 + 7a / b$. Naturalna częstotliwość konstrukcji, w której wszystkie wsporniki są podparte ($N = 0$) mierzono tylko na krótkich konstrukcjach. Okazało się jednak, że ta wartość nie zgadza się całkowicie z zmierzonymi wartościami dla długich konstrukcji. Dlatego nie uwzględniono go w regresji, ale pokazano na działkach.

Regresje w kierunku wzdłużnym dla systemów ze wspornikami są przedstawione na rysunku 15 i na rysunku 16. Te liczby pokazują, że prosty model w kierunku wzdłużnym działa bardzo dobrze. Częstotliwości własne dla $n = 0$ odpowiadają stosunkowo dobrze wartościom mierzonym na konstrukcjach krótkich, z wyjątkiem testu 5. Tam, naturalna częstotliwość została znacznie zredukowana przez odkształcenie ścinające drabin przy krótkiej konstrukcji (rys. 17), ponieważ masa kabla nie reaguje bezpośrednio na wsporniki. W przypadku długiej konstrukcji ten mechanizm był mniej skuteczny i zachowanie było bardziej podobne do tej samej konstrukcji z korytkiem kablowym (test 3b).

Test 2a kierunek wzdłużny



Test 3a kierunek wzdłużny

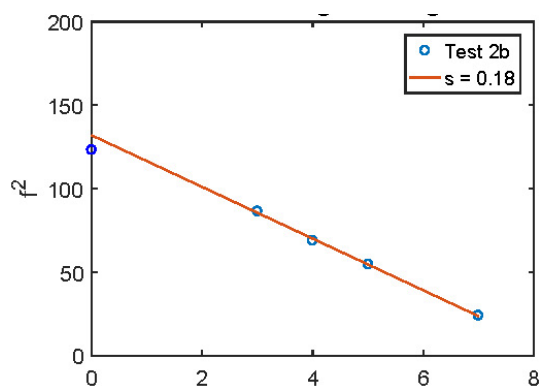


Liczba pojedynczych wsporników

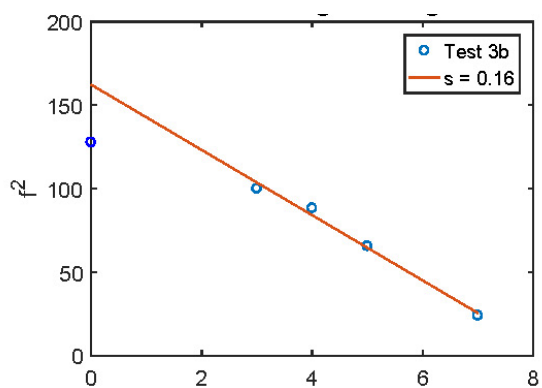
Liczba pojedynczych wsporników

Ilustracja 15: Regresja częstotliwości naturalnych w kierunku wzdłużnym systemu ze wspornikami WPCW/WPCO 500

Test 2b kierunek wzdłużny

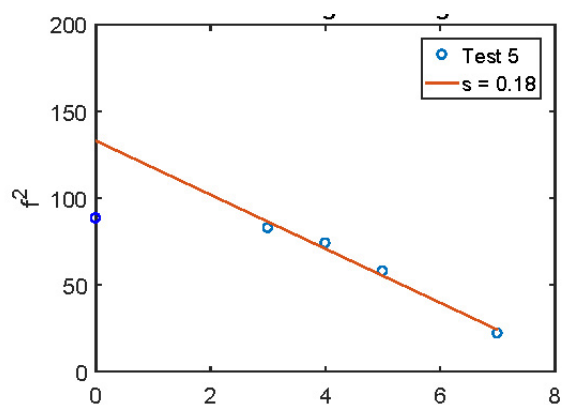


Test 3b kierunek wzdłużny



Liczba pojedynczych wsporników

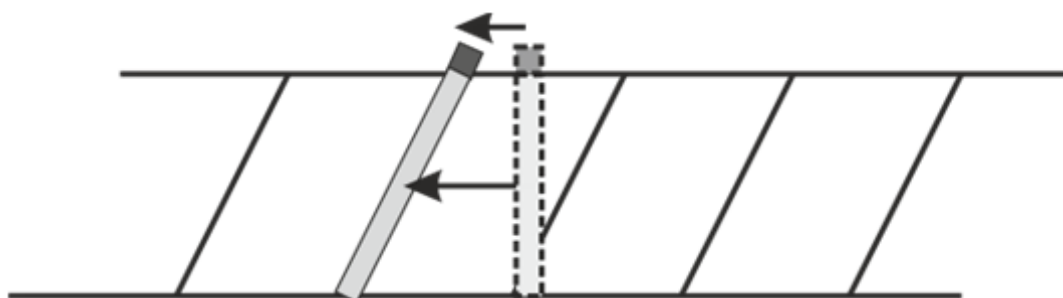
Test 5 kierunek wzdłużny



Liczba pojedynczych wsporników

Liczba pojedynczych wsporników

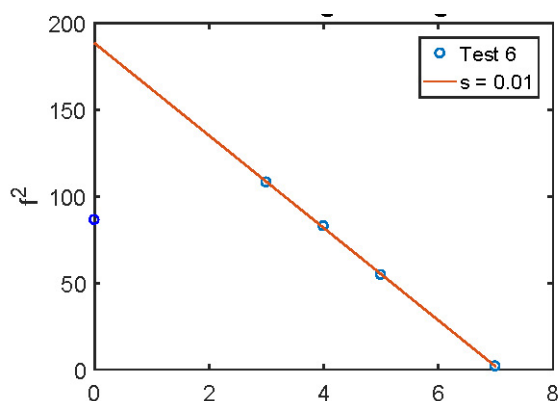
Ilustracja 16: Regresja częstotliwości naturalnych w kierunku wzdłużnym systemu ze wspornikami WPCB 500



Ilustracja 17: Odkształcenie drabin

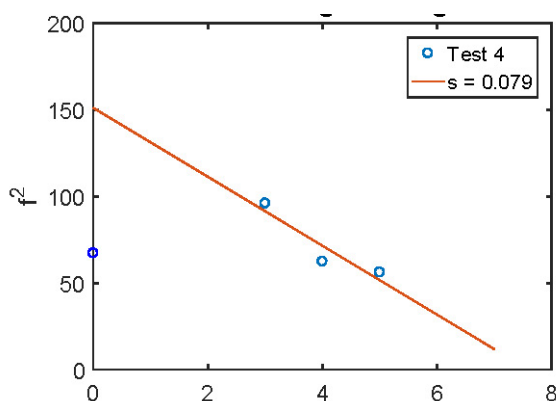
Częstotliwości własne dla testu 4 i testu 6 są przedstawione na rysunku 18. Tu własne częstotliwości z krótkich konstrukcji nie są kompatybilne do długich konstrukcji, jako punkt $n = 0$ pokazuje. Jednym z powodów może być to, że te pomiary zostały zniekształcone przez dynamikę stalowej ramy. Również pozycje prętów gwintowanych musiały być częściowo wyrównane, ponieważ wsporniki ramy stalowej poruszały się i sztywność nie była taka sama wszędzie. Współczynnik sztywności s jest zbliżony do zera zgodnie z oczekiwaniami.

Test 6 kierunek wzdłużny



Liczba pojedynczych wsporników

Test 4 kierunek wzdłużny

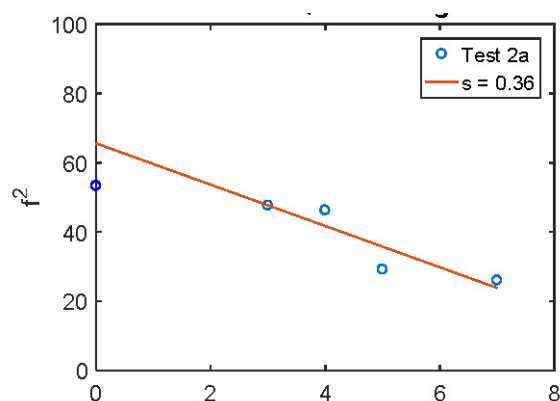


Liczba pojedynczych wsporników

Ilustracja 18: Regresja częstotliwości naturalnych w kierunku wzdłużnym systemu z prętami gwintowanymi.

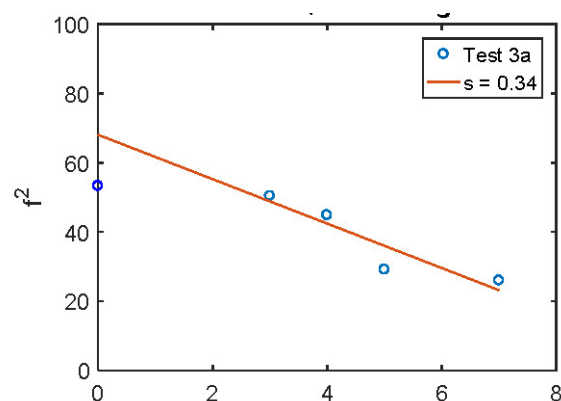
Dla kierunku poprzecznego, wylicza się regresje na rysunku 19 i 20. W tym kierunku model z sztywną belką jest nieco mniej dobry. Szczególnie w konfiguracji K3 ($n = 5$), przy obu końcach wartość mierzona jest systematycznie poniżej linii regresji. Tu zauważalne jest zginanie użytkownika, które już nie jest sztywnym korpusem. Wartości przy $n = 0$ są mniej spójne z testami na krótkich nadbudówkach niż w kierunku podłużnym. Odgrywają tu też lokalne formy modalne (zginanie belek).

Test 2a kierunek poprzeczny



Liczba pojedynczych wsporników

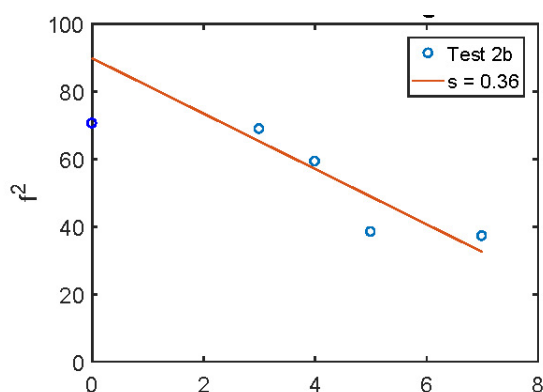
Test 3a kierunek poprzeczny



Liczba pojedynczych wsporników

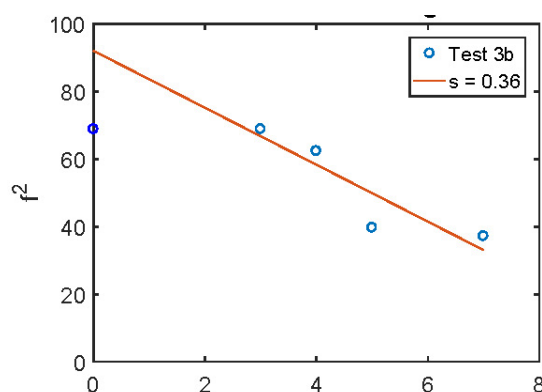
Ilustracja 19: Regresja częstotliwości naturalnych w kierunku poprzecznym systemu ze wspornikami WPCW/WPCO 500.

Test 2b kierunek poprzeczny



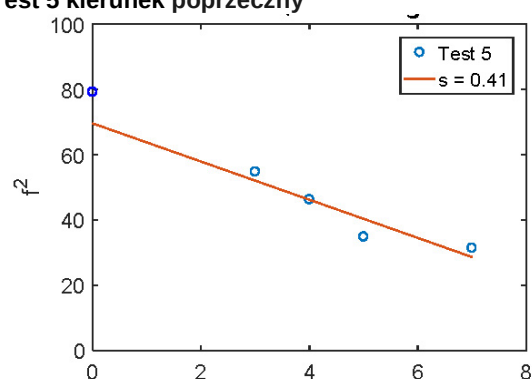
Liczba pojedynczych wsporników

Test 3b kierunek poprzeczny



Liczba pojedynczych wsporników

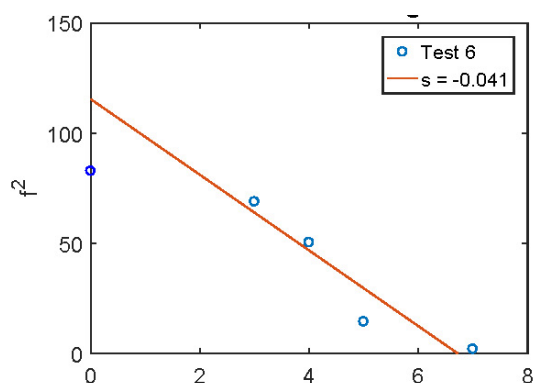
Test 5 kierunek poprzeczny



Liczba pojedynczych wsporników

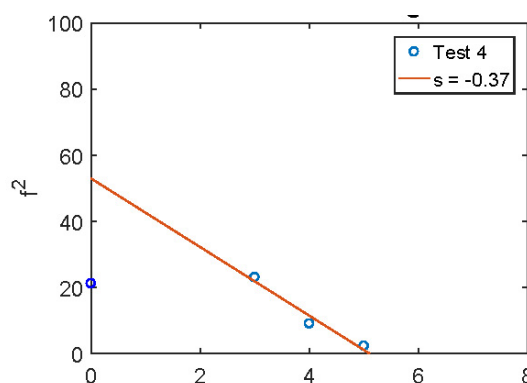
Ilustracja 20: Regresja częstotliwości naturalnych w kierunku poprzecznym systemu ze wspornikami WPCB 500

Konstrukcje zawieszone Test 4 i Test 6 są przedstawione na rysunku 21. Zgodnie z oczekiwaniami, zawiesia bez podparcia mają nieznaczną sztywność, wyrażoną w małym współczynniku sztywności. Wartość ujemna dla testu 4 należy również interpretować jako praktycznie zerową.



Test 6 kierunek poprzeczny

Liczba pojedynczych wsporników



Test 4 kierunek poprzeczny

Liczba pojedynczych wsporników

Ilustracja 21: Regresja częstotliwości naturalnych w kierunku poprzecznym systemu z prętami gwintowanymi.

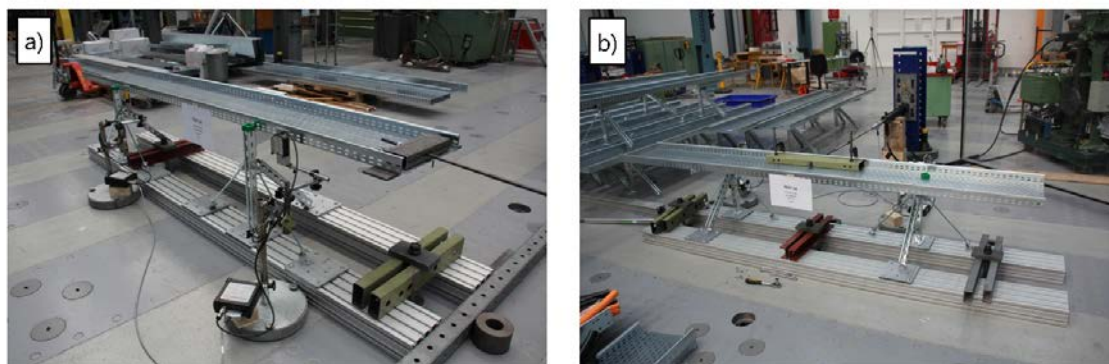
Badania statyczne

Przeprowadzono testy statyczne w celu określenia oporu wsporników z podporami. Opór wyznaczano na krótkich nadbudówkach w kierunku poziomym wzdłużnym i poprzecznym. Tym samym zostało ujawniona zawodność wsporników i podpor ale także wszelkich połączeń. Z drugiej strony, testy przeprowadzono bez kabli, ponieważ wpływ pionowego obciążenia był nieistotny. Tylko przy uchwytach trapezowych (test 6) masa kabla (łącznie 154,3 kg = 51,4 kg / m) została zastosowana, ponieważ ma ona działanie stabilizujące. W przypadku obejm kablowych masa kabla jest zbyt mała, aby mogła mieć wpływ.

Do badań zastosowano siłę poziomą do korytka kablowego. Pomiar ten mierzono za pomocą ogniwa obciążeniowego (Log 173.1603.01) i rejestrowano za pomocą urządzenia do zbierania danych HBM Quantum X (Dziennik 70.151). Zmierzone także poziomy przemieszczeń na szczycie wsporników i je zapisano. Pomiar przemieszczeń przeprowadzono za pomocą dwóch urządzeń do pomiaru odległości laserowych (log 30.332 i 30.333). Ustawienia eksperymentalne dla obu kierunków pokazano na zdjęciach 22.

Maksymalne siły zestawiono w Tabeli 6. W kierunku wzdłużnym zbadano jeden kierunek dla wsporników sejsmicznych z prętami gwintowanymi (test 2a, test 2b), ponieważ konstrukcja jest symetryczna. Dla wsporników sejsmicznych z profilami eksperyment przeprowadzono w kierunku ciągnięcia i dociskania profili. W kierunku poprzecznym wszystkie badania przeprowadzono dla wsporników sejsmicznych z profilami. Tu były badane tylko dwa typy z różnymi wspornikami (test 2a, test 2b), w kierunku ciągnięcia i dociskania profili. W teście 4 przeprowadzono tylko jedno badanie, które jest odpowiednie dla warunków symetrii dla obu kierunków. W teście 6 przeprowadzono tylko jeden eksperyment w kierunku wzdłużnym i poprzecznym, ponieważ wsporniki sejsmiczne są symetryczne w obu kierunkach.

Wykresy przemieszczenia sił można znaleźć w dodatku



Zdjęcia 22: Badania statyczne w a) w kierunku wzdłużnym i b) kierunku poprzecznym.

Tabela 6: Maksymalne siły (oba wsporniki) z testów statycznych.

Test	Kier. wzdłużny Ciężnienie [kN]	Kier. wzdłużny Docisk [kN]	Kier. poprzeczny Ciężnienie [kN]	Kier. poprzeczny Docisk [kN]	Uwagi
2a	5.9 (symetrycznie)		6.1	17	ze wspornikami
2b	5.8 (symetrycznie)		5.6	11.5	ze wspornikami
3a	6.4	5	Nie badano (jak Test 2a)		
3b	3.9	6.4	Nie badano (jak Test 2a)		
5	5.3	5			
6	14 (symetrycznie)		10.9 (symetrycznie)		
4	0.55				

Poniższe zdjęcia przedstawiają typowe mechanizmy niepowodzeń. Wystąpiły one tylko w bardzo dużych deformacjach i są na ogół bezkrytyczne.

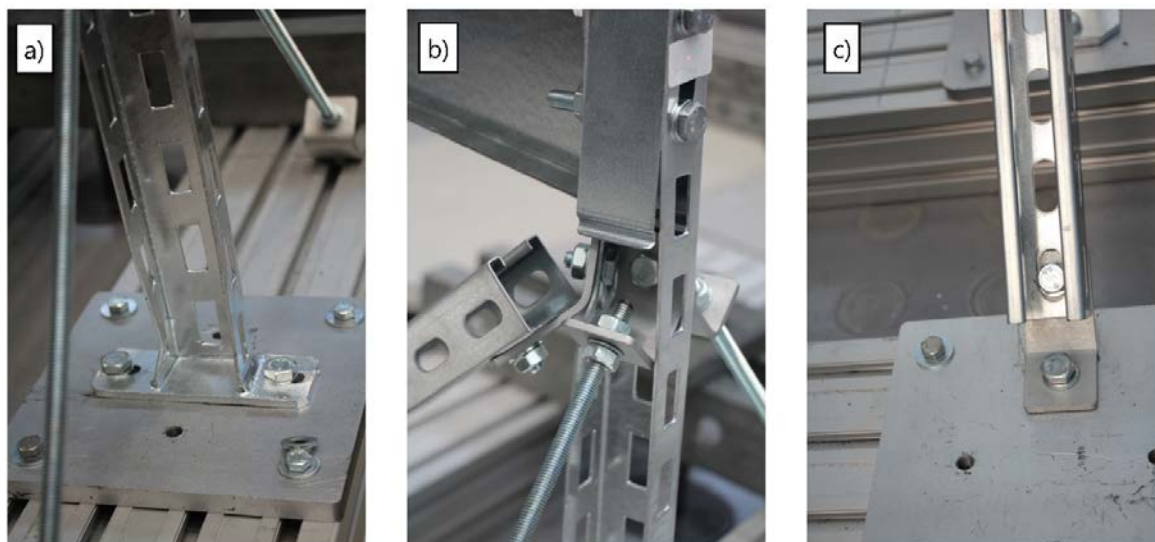
Zdjęcia 23 pokazują awarię poprzeczną: (a) W przypadku sekcji WPCB500 w teście 2b zagiął się kołnierz dociskowy (wąska strona). (b) Kołnierz dociskowy był również zginany przez podporę podczas tego samego testu. (c) Przy wspornikach następowało przesunięcie w podłużnym otworze. Ten poślizg zależy od tego jak mocno dokręcone były śruby.

Zdjęcia 24 przedstawiają mechanizmy uszkodzenia w kierunku wzdłużnym. Siła jest nakładana wzdłuż oś korytek kablowych lub drabin i pokazuje skrócenie w konsolach, które są trzymane przez wsporniki tylko z jednej strony. W przypadku korytek kablowych wkręcane śruby wyrwane (zdjęcie 24a). Drabiny doznają odkształcenia ścinającego (zdjęcie 24b). W obu przypadkach skrócenie pokazuje się na stojakach.

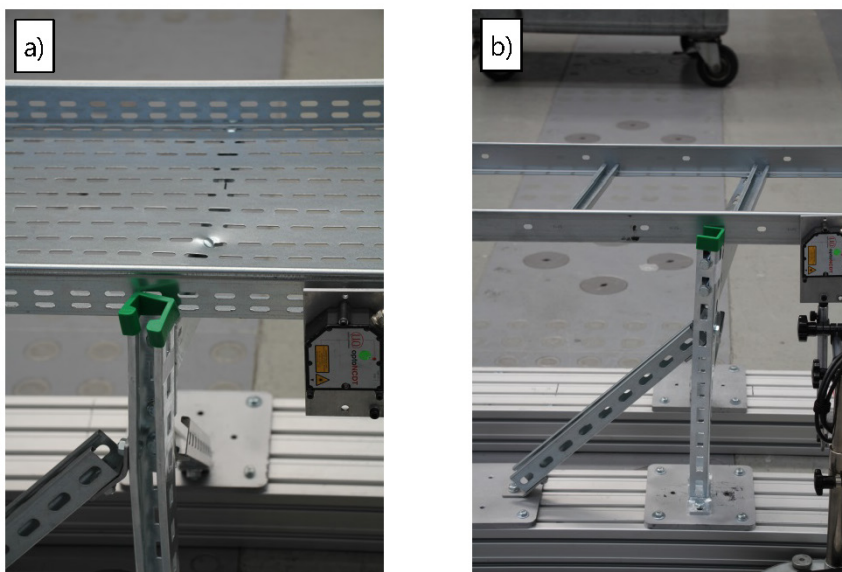
Dalsze mechanizmy uszkodzenia w kierunku wzdłużnym są pokazane na rysunku 25. Gdy wspornik jest oparty o belkę dociskową, górna część podparcia załamuje się (rysunek 25a). W przypadku podparcia za pomocą gwintowanych prętów, pręt sprężający wygina się w dużych odkształceniach (rys. 25b).

W przypadku systemów, które są zawieszone i podpierane prętami gwintowanymi, nastąpiło niepowodzenie przez zerwanie gwintowanych prętów. Gięcie było powodowane stosunkowo dużą deformacją prętów gwintowanych, co wynika z ograniczeń geometrycznych. Te ograniczenia są oparte na niezgodności połączeń 45 ° ze stałymi kątami.

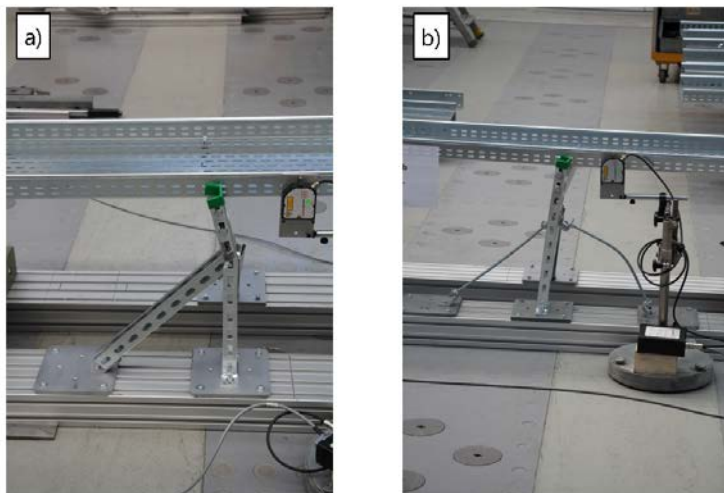
Figura 26a) pokazuje zerwanie uchwytu trapezowego. Tu występuje jeszcze specjalna cecha stabilizacji podstawowego pręta zawieszenia za pomocą profilu (rys. 27b). Ten drążek zawieszenia działa jak sprężarka, ponieważ stabilizacja zapobiega przedwczesnemu wyboczeniu. Na rysunku 27 przedstawiono zwiększoną początkową deformację zacisków kablowych, co ostatecznie prowadzi do wyboczenia.



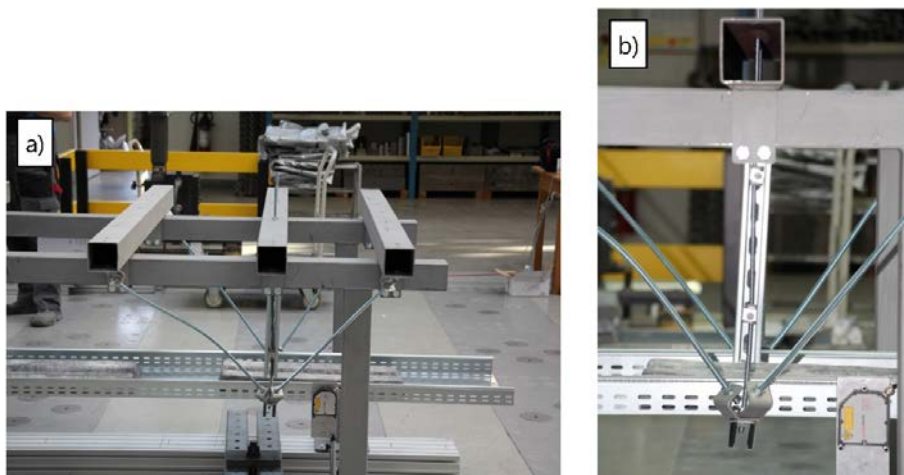
Zdjęcia 23: Mechanizmy w kierunku poprzecznym: a) kołnierz ciśnieniowy zginania (próba 2b), b) kołnierz dociskający za pomocą podparcia (test 2b), c) przesuw śruby w długim otworze podpory (próba 2a).



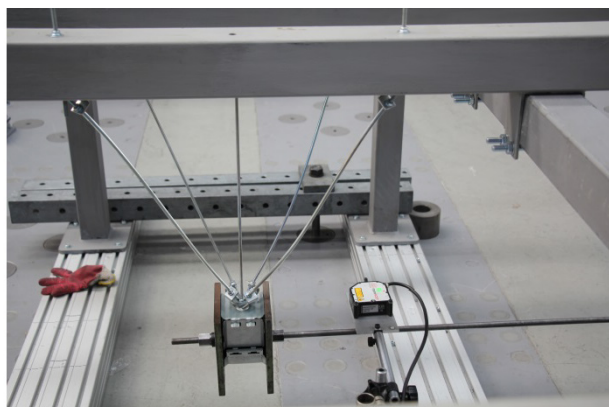
Zdjęcia 24: Mechanizmy w kierunku wzdłużnym: a) Skręcenie wspornika z zerwaniem śruby (test 3a),
b) ścinanie drabiny z skręcaniem stojaków (próba 5).



Zdjęcia 25: Mechanizmy w kierunku wzdłużnym: a) wygięcia wspornika (test 3b), b) wygięcie prętów gwintowanych (Test 2b).



Zdjęcia 26: Wspornik trapezowy (test 6): a) wyboczenie gwintowanych prętów, c) stabilizacja pionowego pręta gwintowanego.



Zdjęcie 27: Zaciski kablowe (test 4), gięcie gwintowanych prętów.

Badania na stole wibracyjnym

Choć teoretycznie projekt mógłby być przeprowadzony za pomocą metody siły zastępczej, przeprowadzono również eksperymenty na stole wibracyjnym. Te eksperymenty odzwierciedlają dynamiczne zachowanie bardziej zbliżone do rzeczywistości niż obliczenia przy użyciu metody siły zastępczej. W szczególności są bardziej realistyczne w odniesieniu do tłumienia, nieliniarnego zachowania, rozkładu sił bezwładnościowych i zachowania połączeń. Z drugiej strony, nie było możliwe sprawdzanie długich konstrukcji z więcej niż jednym obszarem.

Testy przeprowadzano kolejno we wszystkich trzech kierunkach. W przypadku kierunków poziomych (kierunek wzdłużny i kierunek poprzeczny), na rys. 3 przedstawiono profil przyspieszenia, a na rysunku 6 przedstawiono kierunek pionowy. Przyspieszenie było realizowane na kilku poziomach, aż do maksimum wartość.

Sterowanie w RUAG pozwala stopniowo zwiększać pobudzenie do maksymalnej wartości (ale nie dalej). Po pierwszych eksperymentach stało się jasne, że większość konstrukcji wytrzyma więcej niż dwukrotnie przyspieszenie podane jako wartość odniesienia (maksymalne pobudzenie w strefie 3b, w budynku). Jako maksymalną wartość wybrano zatem poziom 2,82 (wzmocnienie 9 DB) wartości referencyjnej. Ta wartość odpowiada w przybliżeniu pojemności waporowej stołu wibracyjnego dla pobudzenia poziomego: maksymalne przemieszczenie wynosi $2,82 \times 8 \text{ mm} = 22,6 \text{ mm}$, czyli poniżej granicy stołu 25,4 mm (1 cal). Tłumienie -9 dB odpowiada wartości odniesienia. Stosowane kroki przedstawiono w tabeli 7. Przeliczenie dokonano według wzoru: Czynniki = $10 \times \text{dB} / 20$. Te same kroki zastosowano do wzbudzenia pionowego, chociaż granica wibracyjnego stołu nie była wyczerpana.

Tabela 7: Poziomy naprężen w testach stołu wibracyjnego (wartość poziomów w zakresie pomiarów)

	100%	141%	200%	282%
	-9 dB	-6 dB	-3 dB	0 dB
Poziomo [g]	1.76	2.48	3.52	4.96 g
Pionowo [g]	0.56	0.79	1.12	1.58

W testach na stole wibracyjnym nośniki kabli załadowano oryginalnymi kablami (Technokabel S.A.). Konstrukcje bez wsporników były zasadniczo obciążone nominalną wagą 30 kg / m, przy obciążeniu znamionowym 50 kg / m. Te pierwsze były również testowane przy nominalnym obciążeniu 50 kg / m. Rzeczywiste obciążenie wyniosło $91,7 / 3 = 30,6 \text{ kg / m}$, odpowiednio $151,1 / 3 = 50,4 \text{ kg / m}$.

Dla wszystkich konstrukcji wykonano sinusoidę do 50 Hz. Potem użyto poziomów przyspieszeń zaprezentowanych w tabeli 7.

Elementy testowe zamontowano na szynach aluminiowych, które zamocowano do stołu wibracyjnego. Zmierzono przyspieszenie stołu w kierunku wzbudzenia i trzyosiowe przyspieszenie na górze wspornika. W przypadku wzbudzenia pionowego trzyosiowy czujnik przyspieszenia został umieszczony z przodu konsoli, w celu uzyskania największego przyspieszenia pionowego.

Jako przykład z testu 3a pokazano zdjęcia 28.



Ilustracja 28: Stół vibracyjny, - test 3a: a) wzdłużny, b) poprzeczny, c) pionowy

System be wsporników sejsmicznych

Wyniki

Listę testów na konstrukcjach bez wsporników sejsmicznych podano w tabeli 8. Nośniki kabli załadowano po 30 kg / m. Dodatkowe badania przeprowadzono przy obciążeniu 50 kg / m. Zostały uwzględnione własne częstotliwości i maksymalne przyspieszenia dla najwyższego pobudzenia (282% wartości odniesienia). Częstotliwości własne określono z przebiegu linii sinusa. Dla wzbudzenia trzęsienia ziemi o najwyższym poziomie w kierunku poziomym, wartość widmowa wynosi 4,96 g. Maksymalne przyspieszenie powinno się osiągnąć w przybliżeniu tej wartości, jeśli próbki testowe można wyidealizować jako oscylatory jednostronicowe z zachowaniem liniowo-sprężystym i 5% tłumieniem. W kierunku pionowym odpowiednia wartość widmowa wynosi 1,58 g. W rzeczywistości teoretyczne wartości widmowe uzyskano jedynie w bardzo dużym przybliżeniu, ponieważ badane ciała nie zachowywały się ani liniowo, ani jako oscylatory masowe. Porównanie graficzne jest przedstawione poniżej.

Z wyjątkiem dwóch przypadków, wszystkie konstrukcje zachowywały się bez problemów z obciążeniem 50 kg / m. Słabe punkty stwierdzono w teście 1a w kierunku poprzecznym (Y) i w badaniu 1b w kierunku podłużnym (X). Przypadki z widocznymi uszkodzeniami są oznaczone gwiazdką (*) przy maksymalnych przyspieszeniach. Te przypadki zostały ponownie zbadane pod koniec fazy testowej i są oznaczone uwagą "Powtórzenie". Poniżej znajduje się szczegółowa analiza na temat szkody.

Tabela 8: Badania na stole wibracyjnym bez podpór

Konstrukcja	Obciążenie [kg/m]	Kierunek wzbudzenia X= wzdłuż, Y=poprzecznie, Z= pionowo	Częstotliwość [Hz]	Max. przyspieszenie w kierunku wzbudzenia [g]	Uwagi
Test 1a	30.6	X	5.3	6.3	
		Y	5.5	5.0	
		Y (Powtórzenie)	5.3	3.8	
		Z	5.3	1.0	
	50.4	X	4.0	6.5	
		Y	4.2	2.4 *	Wsporniki się zagięły przy wzdudzeniu 200% (-3 dB)
		Y (Powtórzenie)	4.4	3.1 *	
		Z	4.3	1.0	
Test 1b	30.6	X	4.3	2.0 *	Mostki-wygięcia
		X (Powtórzenie)	4.8	2.6 *	
		Y	6.1	4.5	
		Z	5.4	1.1	
	50.4	X	4.4		Mostki-wygięcia
		Y	5.1	2.9	
		Z	4.2	0.9	

* Próby nie powiodły się

Na ilustracjach 29 są zarejestrowane częstotliwości własne i maksymalne przyspieszenia i są porównywane z wykresami. Wykresy są zwiększone o współczynnik 2,82 w porównaniu z fig. 2 i fig. 5, ponieważ maksymalne przyspieszenie odnosi się do najwyższego poziomu pobudzenia. Wykresy te służą przede wszystkim jako przegląd, ale nie są wykorzystywane bezpośrednio do pomiarów. Porównanie z wykresem zakłada, że nośniki kabli mogą być uważane za oscylator masowy, co nie zawsze miało miejsce.

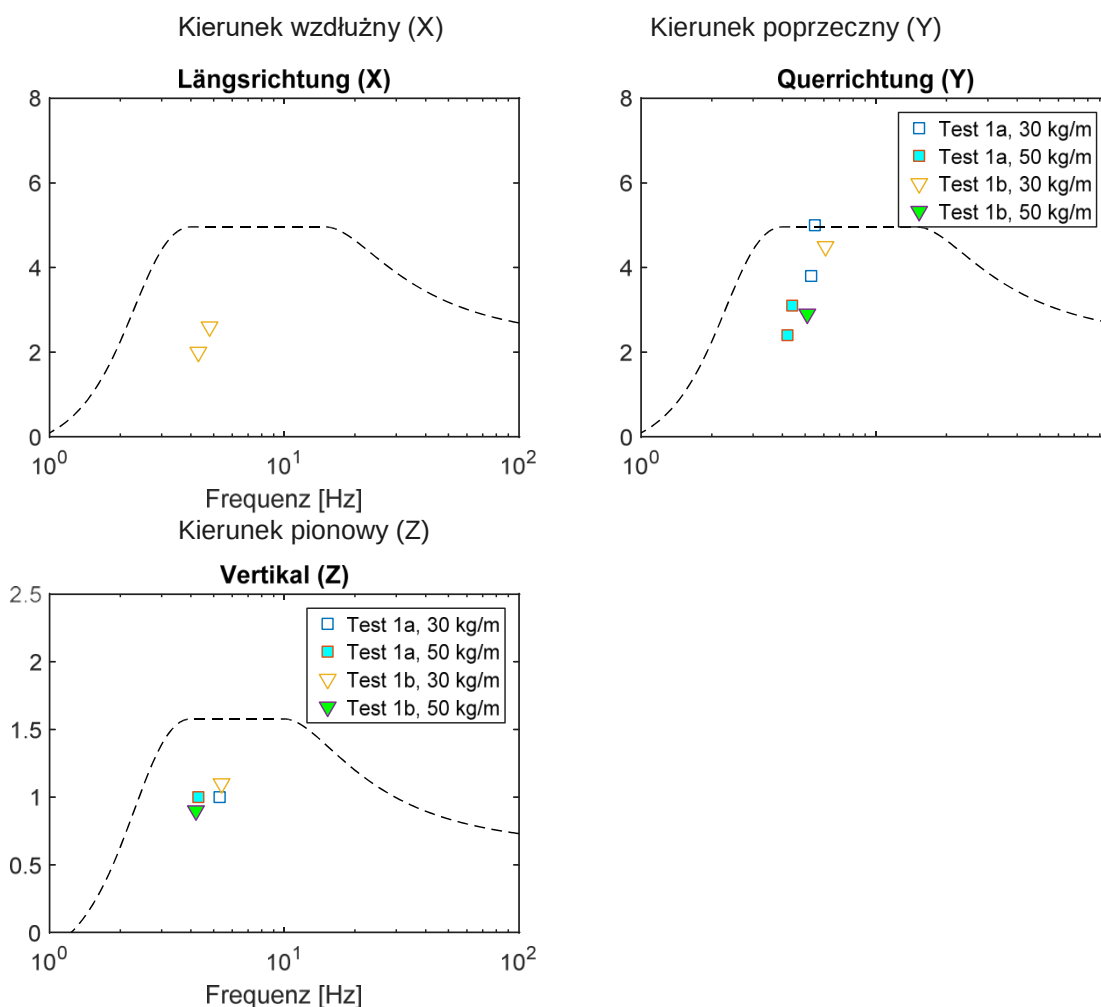
Naturalne częstotliwości leżą między 4,0 a 6,1 Hz w celu pobudzenia poziomego i od 4,2 do 5,4 Hz w celu wzbudzenia pionowego, co potwierdza, że wszystkie częstotliwości własne leżą w zakresie poziomu wykresu.

W kierunku wzdłużnym maksymalne przyspieszenia dla testu 1a wynoszą 30 kg / m i 50 kg / m ponad wykresem. Wskazuje to na nieco mniejsze tłumienie niż 5%.

W przypadku testu 1b, wyboczenie w wstęgę (wąska strona) wystąpiło podczas pierwszej próby, jak również podczas powtarzania, co zmniejszyło sztywność i działało jako izolacja wibracyjna, co znacznie zmniejszyło maksymalne przyspieszenie.

W kierunku poprzecznym, przy badaniach z 30 kg / m (otwarte symbole) przyspieszenia są nieco poniżej wartości wykresów. Przy 50 kg / m (wypełnione symbole) przyspieszenia są znacznie niższe. W teście 1a przy 50 kg / m (wstępne próby i powtórzenia) można to wytłumaczyć zmniejszonym szwem zgrzewającym, który ma mniejszą sztywność i działa jako izolacja podstawy. Nie stwierdzono uszkodzeń przy próbie 1b przy 50 kg / m, a niższe przyspieszenie nie może zostać wyjaśnione w prosty sposób. W kierunku poprzecznym wszystkie przyspieszenia są nieco głębsze, co związane jest także z faktem, że ruch odbywa się nie tylko w kierunku pobudzenia, ale także ma pionowy składnik. Częściowo jedno wsparcie było silniej stymulowane, niż inne, powodując różne wyniki pomiarów.

W kierunku pionowym wszystkie przyspieszenia wynoszą 1 g, co jest znacznie niższe od wartości widmowej. Przyspieszenie było mierzone na końcu konsoli, gdzie jest on o większe niż w środku badanej masy. Powodem niższego przyspieszenia jest dodatkowe zginanie i deformacja podłużnych wsporników. Ponieważ przyspieszenie mierzone zastosowaniu jednego wspornika, ruch jest mniejszy niż w środku podpory.



Ilustracja 29: Zachowanie systemów bez wsparcia w porównaniu z wykresem 282% dla strefy 3b.

Analiza szkód

Test 1a w kierunku poprzecznym (Y)

W teście 1a pokazuje się przy wysokim obciążeniu sejsmicznym w kierunku poprzecznym pękanie spoiny, w połączeniu z ukośną ustawieniem wspornika.

Przy obciążeniu kablami 30 kg / m nie wykryto żadnych uszkodzeń. Dopiero przy obciążeniu 50 kg / m oraz obciążeniu trzęsieniem ziemi w kierunku poprzecznym 141% wartości referencyjnej (-6 dB) zostały zaobserwowane po raz pierwszy rysy. Po obciążeniu 200% wartości referencyjnej uszkodzenie było już znaczne (rysunek 30), a wspornik nie mógł już być dalej obciążany.

W przypadku powtórzenia tego testu pęknięcie przy 50 kg / m wystąpiło na etapie 200% wartości referencyjnej (-3 dB) (rysunek 31).

Pękanie spoiny spawanej wynika z faktu, że spoina zgrzewana nie jest całkowicie spawana wokół kołnierza końcowego profilu (rysunek 31). Powoduje to powstanie nacięcia, w którym spaw może zerwać się pod naprężeniami rozciągającymi. Takie naprężenia rozciągające występują w ruchu poziomym od trzęsienia ziemi. W badaniach na stole wibracyjnym naprężenia rozciągające zwiększają się ze statycznego obciążenia. Stojący montaż w przeciwieństwie do normalnie zawieszanego zachowuje się jako montaż niesprzyjający. Zmęczenie materiału spowodowana powtarzającymi się próbami również odgrywa pewną rolę.

Jest oczywiste, że pęknięcie spoiny z tych dwóch prób nie może być w pełni zrozumiane. Jednakże podczas testów dokonuje się porównania sił rezystancyjnych, w których nie wystąpiły żadne szkody. Przy obciążeniu kablami 30 kg / m można zastosować 282% wartości referencyjnej, a odporność wynosiła $2,82 \times 17,25 \times 30 \times 1,5 = 2189 \text{ N}$. Przy jednym obciążeniu kablami 50 kg / m, można było zastosować po raz pierwszy 100% wartości odniesienia, a odporność na odkształcenia wynosiła $1,0 \times 17,25 \times 50 \times 1,5 = 1294 \text{ N}$, przy powtórzeniu wynosiło 141% wartości referencyjnej a odporność na odkształcenia i $1,41 \times 17,25 \times 50 \times 1,5 = 1824 \text{ N}$.

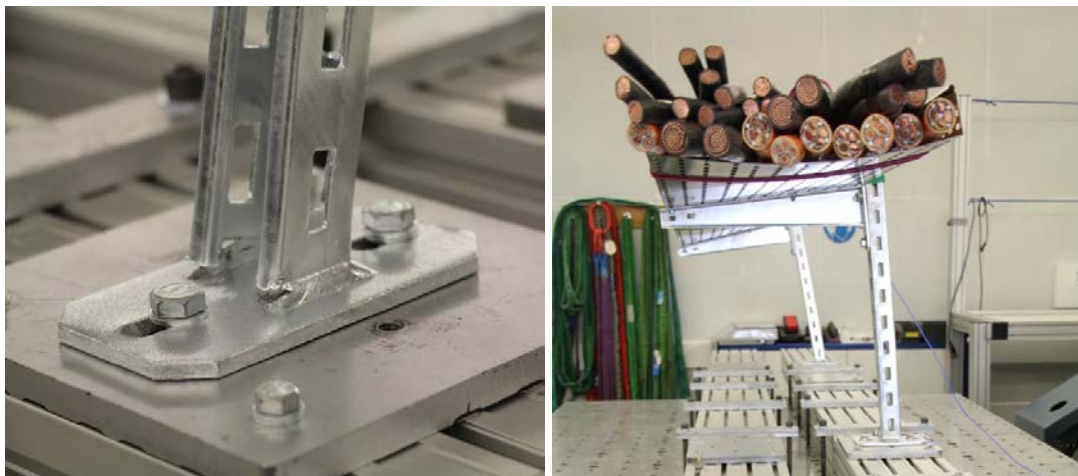
Biorąc pod uwagę, że przy montażu zwisającym naprężenie ściskające wynikające z masy własnej ma dodatni wpływ i nie jest ujemne, jak w przypadku montażu stojącego w próbach, można przyjąć wartość 2189 N, która była obserwowana przy niższym ciężarze własnym.

Test 1b w kierunku wzdłużnym (X)

Słabym punktem w teście 1b jest wypukłość wstęgi (wąskie boki) pod wpływem naciągu wzdłużnego. (W badaniach statycznych obserwowano już wybrzuszenie wąskiej strony, ale w kierunku poprzecznym, gdzie określano to jako zginanie kołnierza nacisku).

Wybrzuszenie wystąpiło po raz pierwszy przy 30 kg / m w przypadku trzęsienia ziemi z 200% wartości referencyjnej. Ta szkoda została zauważona dopiero przy następnym poziomie, ale przegląd filmów pokazał wystąpienie wybrzuszeń już na pierwszym etapie. Moment można było zaobserwować dość dokładnie z refleksów, która powstały podczas zagięć.

Aby móc przeprowadzić badania przy obciążeniu 50 kg / m, uszkodzony wspornik został wymieniony. W przypadku przesuwu sinusoidalnego (przyspieszenie wibrującego stołu 0,3 g) wstrząsy wsteczne miały miejsce ponownie przy częstotliwości rezonansu 3,37 Hz (Figura 33a). Fakt, że uszkodzenie miało miejsce przy tej częstotliwości można określić przez ocenę filmu (rysunek 34).



Zdjęcia 30: Kierunek poprzeczny badania 1a, 50 kg / m, po trzęsieniu ziemi 200% (-3 dB) wartości odniesienia: a) pęknięcia spawanie szwów, b) przesunięcie stojaków.



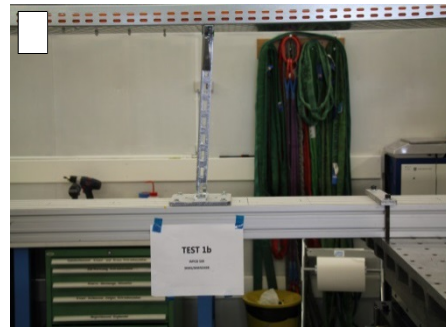
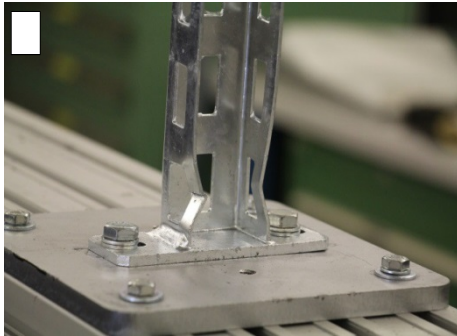
Zdjęcie 31: Kierunek poprzeczny testu 1a, 50 kg / m, po powtórzeniu z trzęsieniem ziemi 200% (-3 dB), pierwsze pęknięcie w spoinie.

Pomimo początkowych uszkodzeń **Sinus-Sweep jest napięciem zmiennym sinusoidy o stałej amplitudzie** badany korpus może być testowany z trzęsieniami ziemi do 200% wartości odniesienia (-3dB). Na końcu obydwu spawy zostały wypukłe i nastąpiło znaczne pochylenie podpór (rys. 32).

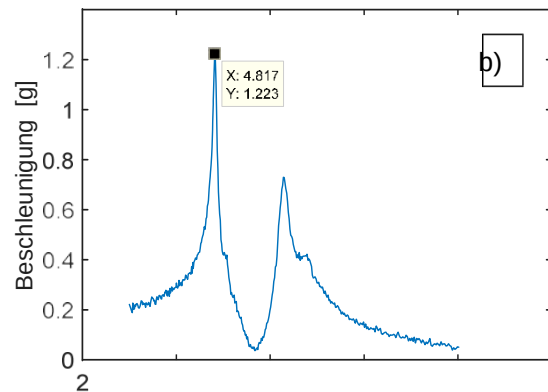
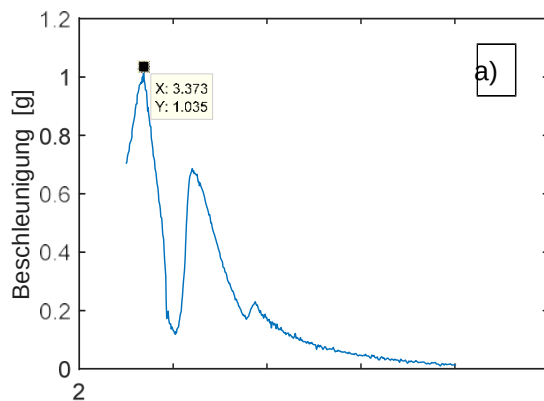
Aby uzyskać więcej informacji, próbę tą powtórzono po zakończeniu eksperymentu. Ugięcie miało już miejsce w wyniku **Sinus-Sweep** przy 30 kg / m, chociaż bodziec zmniejszył się do 50% (0,15 g) w porównaniu do pierwszego doświadczenia. Uszkodzenie wystąpiło przy naturalnej częstotliwości 4,82 Hz (ryc. 33b), co można było określić na podstawie oceny wideo.

Także tu odporność na odkształcenia może być porównywana w różnych przypadkach. W teście trzęsienia ziemi przy obciążeniu 30 kg / m osiągnięto 141% wartości referencyjnej. Odpowiednia odporność na odkształcenia wynosi $1,41 \times 17,25 \times 30 \times 1,5 = 1095$ N. W przypadku uzyskanej sinusoidy przy obciążeniu 50 kg / m dochodziło do rezonansu mostkowego. Maksymalne przyspieszenie 1,04 g daje odporność na odkształcenia $1,04 \times 9,81 \times 50 \times 1,5 = 765$ N. Przy powtórzeniu przy obciążeniu 30 kg / m osiągnięto maksymalne przyspieszenie 1,22 g przy rezonansie, co dało odporność na odkształcenia $1,22 \times 9,81 \times 30 \times 1,5 = 539$ N.

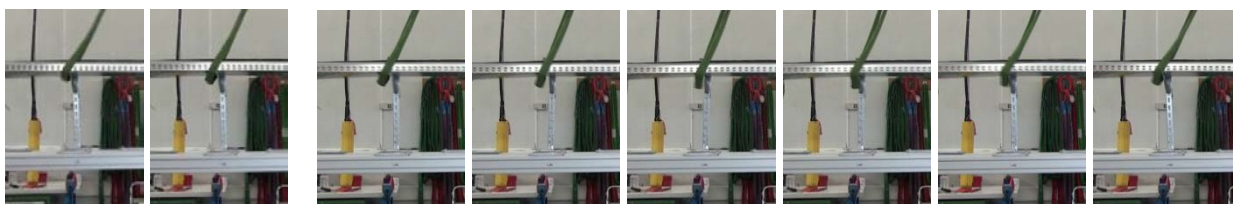
Dla oceny należy zauważyć, że podczas trzęsienia ziemi wykorzystano przyspieszenie ze zakresu znamionowego, podczas gdy przy przesuwaniu sinusoidy zostały wykorzystane mierzone przyspieszenia. Ponadto w czasie przesuwania sinusoidy przyspieszenie było kilkakrotnie stosowane, a podczas gdy trzęsienie ziemi było zaledwie kilka pikseli. Ciężar ma również wpływ na wygięcia w pozycji stojącej, podczas gdy normalny montaż wiszący miałby pozytywny wpływ. Ponadto wsporniki mogą nadal przyjąć siłę pionową, nawet po wygięciu grzbietu i dalej spełniać ich funkcję. Niestety, nie przeprowadzono testów statycznych dla wsporników bez wsparcia, które mogłyby być użyte do porównania sił.



Zdjęcia 32: Test 1b wzdłużny: a) ugięcia, b) pozostające przesunięcie stojaków. Powtórzenie 30 kg / m, 200% (-3dB).



Rysunek 33: Badanie przebiegu sinusoidalnego 1b: a) pierwszy test 50 kg / m, wzbudzenie 0,3 g, b) powtórzenie 30 kg / m, wzbudzenie 0,15 g.

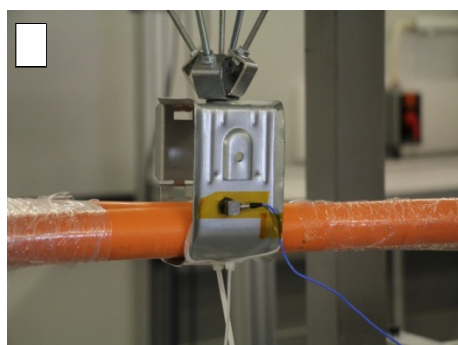


Rysunek 34: Badanie przesuwu sinusoidalnego 1b z kierunkiem podłużnym z 50 kg / m: sekwencja z jednym cyklem, do wystąpienia wybrzuszeń. 8 zdjęć odpowiada $25/8 = 3,125$ Hz.

Systemy z podparciem.

Systemy z prętami gwintowanymi zostały zawieszone do badań na ramie stalowej na stole wibracyjnym, tak jak w innych testach. W celu uzyskania możliwie najbardziej wiernego wzbudzenia, stół wibracyjny był sterowany przez akcelerator w górnej części ramy. Jednakże, ponieważ rama prawie miała wymaganą sztywność, takie postępowanie nie zawsze było możliwe, to ze względu na stabilność stół musiał być sterowany/poruszany.

Konstrukcja dla testu 4 jest pokazana na zdjęciach 35, a test 6 na zdjęciach 36.



Ilustracja 35: Próba 4: a) konstrukcja składająca się z dwóch obejm z odciągami i jednej swobodnie zawieszonej bez zacisku, b) czujnika przyspieszenia na obejmie zaciskany



Rysunek 36: Test 6: a) Konstrukcja, b) Czujnik przyspieszenia na trawersie

Wyniki

Systemy ze wspornikami sejsmicznymi mogły być testowane na najwyższym poziomie (282% wartości referencyjnej) i nie wystąpiły tu uszkodzenia.

Naturalne częstotliwości i maksymalne przyspieszenia podano w Tabeli 9. Test 2b badano tylko w kierunku wzdłużnym, ponieważ kierunek poprzeczny jest taki sam jak w teście 3b. W badaniu 5 w kierunku wzdłużnym obserwowano odkształcenia ścinające drabin, związane z skręceniem wsporników, co prowadziło do redukcji mierzonego przyspieszenia (Ilustracja. 17).

Testy 2a i Test 3a nie były przeprowadzone. Tego wyboru dokonał sam klient. Można jednak przy tym założyć, że takie typy mogą być obciążone bez uszkodzenia do 282% wartości odniesienia, ponieważ zachowywały się podobnie w testach statycznych, jak inne typy ze wspornikami.

Test 4 i Test 6 są bardzo sztywne w kierunku pionowym i nie można było określić ich częstotliwości własnych, ponieważ ich częstotliwości nie można było wyraźnie odróżnić od częstotliwości własnej ramy stalowej.

Tabela 9: Badania na stole wibracyjnym z podporami.

Konstrukcja	Obciążenie [kg/m]	Kierunek wzbudzenia X= wzdłuż, Y=poprzecznie, Z= pionowo	Częstotliwość [Hz]	Max. przyspieszenie w kierunku wzbudzenia [g]	Uwagi
Test 2b	50.4	X	7.9	4.5	Tylko kier. wzdłużny
Test 3b	50.4	X	7.8	7.2	
		Y	7.9	3.2	
		Z	5.6	0.8	
Test 5	50.4	X	7.8	2.8	odkształcenie ścinające drabiny
		Y	6.6	4.9	
		Z	5.8	1.1	
Test 6	50.4	X	13	7.2	
		Y	12	10	
		Z	sztywny	0.8	
Test 4	6.6	X	6.7	6.7	
		Y	5.5	8.2	
		Z	sztywny	1.1	

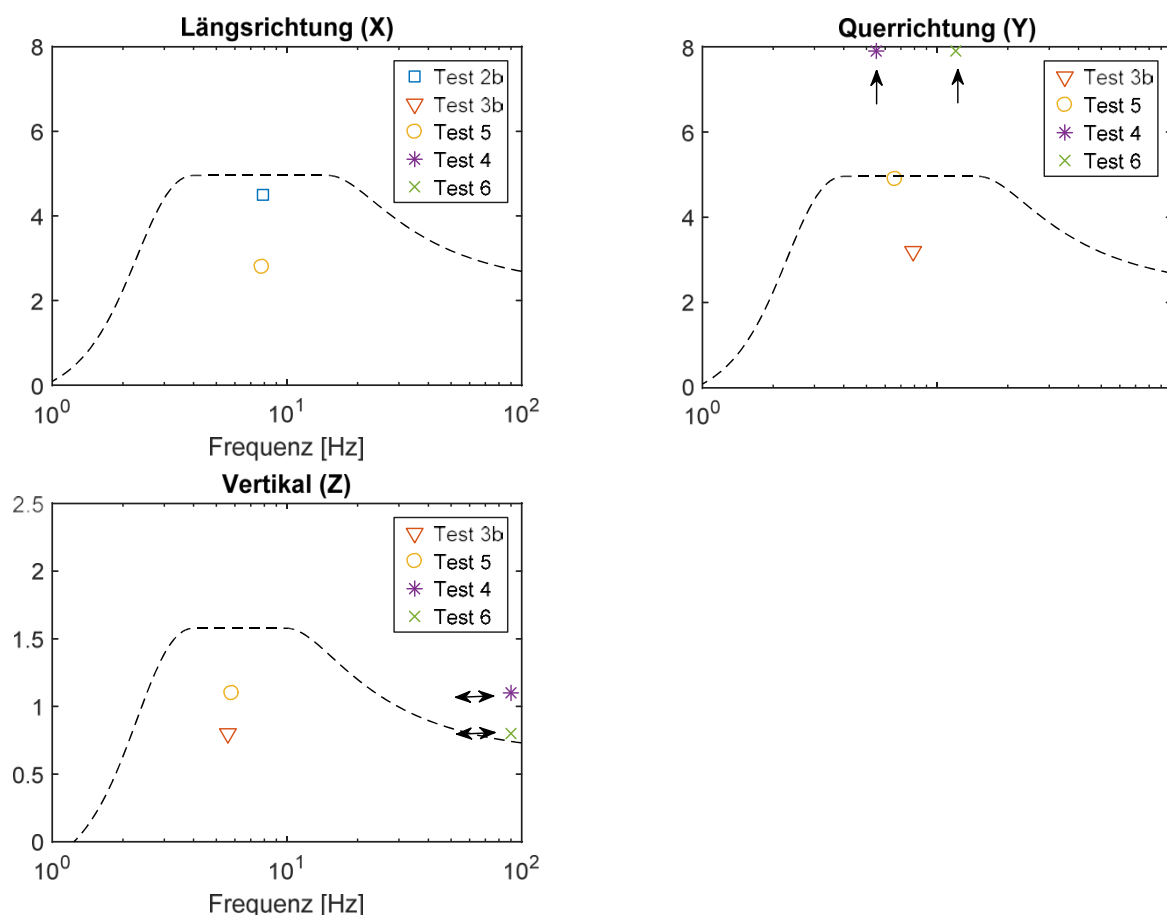
Zmierzone częstotliwości i maksymalne przyspieszenie są przedstawione na rysunku 37. Wykresy te służą przede wszystkim jako przegląd, ale nie są bezpośrednio związane z wymiarowaniem. Podobnie jak w przypadku korpusów testowych bez wsparcia sejsmicznego, zaobserwowano często wibracje, tak że model oscylatora masowego jest tylko dużym przybliżeniem.

Prawie wszystkie częstotliwości własne wynoszą od 5,8 do 7,9 Hz, a więc mieszczą się w zakresie wykresu. Tylko konstrukcje z gwintowanymi prętami są bardzo sztywne w kierunku pionowym, a częstotliwość ich nie może być zmierzona.

W kierunku podłużnym test 2b leży dość dokładnie w obszarze wykresu. Test 5 jest głębszy ze względu na odkształcenia ścinające drabin, jak wyjaśniono w Tabeli 9. Test 3b znajduje się powyżej zakresu, prawdopodobnie tłumienie wynosi poniżej 5%. To samo dotyczy dwóch testów z gwintowanymi prętami (test 4 i test 6).

W kierunku poprzecznym maksymalne przyspieszenie w teście 5 leży dokładnie na wartości wykresu 5 g, test 3b przebiega niżej. Dwa testy z gwintowanymi prętami wykazują przyspieszenie powyżej 8 g.

Dla wzbudzenia pionowego dwa maksymalne przyspieszenia są takie same, jak w przypadku próbek testowych bez podparcia o 1 g, a więc poniżej **wartości widmowej** 1,6 g. Również w tym przypadku ważną rolę odgrywa wyginanie podłużnych belek. Dwa testy z gwintowanymi drążkami osiągnęły również około 1 g, ale nie można było zmierzyć częstotliwości.



Ilustracja 37: Zachowanie systemów ze wsparciem (wszystkie 50 kg / m) w porównaniu z wykresem dla 282% wartości referencyjnej.

Porównanie z analizą częstotliwości

Niektóre systemy mierzono zarówno analizą częstotliwości, jak i tabelą wibracyjną. Tu uwidoczniły się znaczące różnice w częstościach własnych, jak pokazano w Tabeli 10. Częstości własne mierzone na stole wibracyjnym są na ogół niższe, ponieważ pobudzenie za pomocą **sinusoidy-Zamiatanie** było silniejsze niż w przypadku wzbudzenia ręcznego.

Częstotliwości własne wymagane są głównie do oceny systemów z częściowym wsparciem sejsmicznym. Z jednej strony polega to na rozkładzie sił na poszczególnych podporach, a z drugiej strony ograniczeniu przemieszczeń wynikających z wystarczającej sztywności elementów wzdłużnych (korytka kablowe i drabiny). Ponieważ częstości własne z analizy częstotliwości i testów wibracyjnych nie są bezpośrednio porównywalne, rozkład sił został określony wyłącznie na podstawie analizy częstotliwościowej.

Tabela 10: Porównanie częstotliwości z analizy częstotliwości i ze stołu wibracyjnego

Test	Obciążenie kg/m	Kier. wzdłużny (X)		Kier. poprzeczny (Y)	
		Analiza częstotliw.	Stół wibrac.	Analiza częstotliw.	Stół wibrac.
1a	30	9.3	5.3	6.3	5.5
1b	30	5.3	4.3	6.3	6.1
3b	50	11.3	7.8	8.3	7.9
5	50	9.4	7.8	8.9	6.6

Dowód odporności na trzęsienie ziemi.

Poniżej podsumowano i zinterpretowano wyniki testów dotyczących weryfikacji bezpieczeństwa w warunkach trzęsienia ziemi.

Wykazano, że trzy typy testów: analiza częstotliwości, testy statyczne i testy wibracyjne nie były całkowicie spójne. To, z jednej strony, związane jest z różnymi trybami pobudzenia i amplitudami, a z drugiej strony z różnicami w poszczególnych jednostkach testowych, w szczególności ze względu na niewielkie różnice w montażu. Niemniej jednak testy dały jednolity obraz i dlatego są wystarczające do przedstawienia dowodu.

Dopuszczalne obciążenia określono w taki sposób, aby nie wystąpiły widoczne uszkodzenia. Nie wskazano wyraźnie czynnika bezpieczeństwa. Rzeczywisty czynnik bezpieczeństwa jest podyktowany faktem, że konstrukcje mogą spełniać ich funkcje nawet przy wyższych obciążeniach, jeśli szkody są brane pod uwagę, jak to jest zwykle normalne w przypadku trzęsienia ziemi.

Systemy z identycznymi wspornikami

Po pierwsze, omówiono konstrukcje bez wsporników sejsmicznych i te z podporami dla każdego wspornika. W tych przypadkach testy krótkich konstrukcji z 2-ma wspornikami i długości 3 m reprezentują długie konstrukcje. Wyniki badań na stole wibracyjnym można zatem bezpośrednio przeanalizować.

Systemy ze wspornikami sufitowymi bez odciągów zachowywały się różnie w zależności od profilu wspornika i kierunku wzbudzenia. Zaobserwowano następujące słabe punkty przy silnym uderzeniu i bez dodatkowego wsparcia: wsporniki WPCW / WPCO500 (Test 1a) wykazały pękanie szwu zgrzewającego na płycie czołowej w przypadku większego naprężenia w kierunku poprzecznym. wsporniki WPCB500 (Test 1b) wykazały wyboczenie pasów w sąsiedztwie płyty czołowej pod obciążeniem wzdłużnym. Oba typy nie są elastyczne, a granice są trudne do przewidzenia, ponieważ zależą one od szczegółów takich jak spoina lub niskie wstępne odkształcenia profili. Z drugiej strony na oba typy uszkodzeń miał negatywny wpływ ciężar własny w testach przeprowadzonych pozycji stojącej. Natomiast w rzeczywistym zastosowaniu wynik jest raczej korzystny.

Jak stwierdzono w dyskusji na stronie 33, system ze wspornikiem sufitowym bez odciągów może mieć obciążenie 30 kg / m. Systemy ze wspornikami WPCW / WPCO500 (Test 1a) można obciążyć do 282% wartości referencyjnej. Systemy ze wspornikami WPCB500 (Test 1b) można obciążyć tylko do 100% wartości referencyjnej, ponieważ **wstęgi** mogą się wybrzuszać.

Systemy ze wspornikami z odciągami mają dobre zachowanie przy obciążeniu kabla 50 kg / m, aż do najwyższego stopnia 282% wartości odniesienia na stole wibracyjnym i nie wykazują żadnych uszkodzeń.

W przypadku uchwytów trapezowych (próba 6) siły statyczne z odciągami są wciąż znacznie wyższe niż w przypadku wsporników sufitowych. Można zatem założyć, że ten system został przetestowany w testach na stole wibracyjnym znacznie poniżej jego możliwości.

Uchwyty kablone (Test 4) zbadano na stole wibracyjnym z 2 odciągami sejsmicznymi i swobodnym zawieszeniem. Nie wykazały one uszkodzeń przy obciążeniu 6 kg / m i pobudzenia 282% wartości referencyjnej.

Systemy z częściowym wsparciem sejsmicznym

Jeśli na nie każdym wsporniku są montowane podpory/odciągi, to wyniki testów wibracyjnych nie mogą być bezpośrednio akceptowane. Eksperymenty zaprojektowano z myślą, że w tym przypadku siły trzęsienia ziemi mogą wchłonąć samodzielnie wsporniki z podporami. Aby to zrobić nośniki (koryto lub drabina) powinny być wystarczająco sztywne. Sprawdzono to za pomocą analiz częstotliwościowych na długich konstrukcjach. Chociaż nie można określić żadnych bezwzględnych ograniczeń, analizy częstotliwościowe wykazały, że tak jest z wyjątkiem jednego przypadku. Tylko w przypadku zacisków kablowych, gdzie sztywność jest zapewniana wyłącznie przez same kable, ten warunek nie jest spełniony.

Jak się okazało, ta pierwotna koncepcja była zbyt konserwatywna. Ponieważ wsporniki bez odciągów sejsmicznych mogą pochłaniać nieznaczny siłę, oryginalna koncepcja została zmodyfikowana w taki sposób, że w systemach z częściowym podparciem sejsmicznym siły wszystkich podpór są absorbowane proporcjonalnie do ich sztywności.

Sztywność względną określono wcześniej w analizie częstotliwości dla długich konstrukcji. Siły oporu wsporników z podparciem lub bez podparcia można ustalić na podstawie testów wibracyjnych i testów statycznych:

Wsporniki sufitowe z podporą zachowywały się dobrze przy obciążeniu kabla 50 kg / m do najwyższego stopnia 282% wartości odniesienia na stole wibracyjnym i nie wykazano żadnych uszkodzeń. Systemy te można zatem obciążyć co najmniej do siły $2,82 \times 17,25 \times 50 \times 1,5 = 3648$ N co wspornik.

Siły poziome, które mogą być pochłonięte, można porównywać z wartościami uzyskanymi w testach statycznych. W przypadku systemów ze wspornikami sufitowymi, zmierzone siły statyczne obu kolumn wynoszą łącznie 5,2 kN, tj. 2,1 kN na wspornik (patrz załącznik). Tylko w teście kierunku wzdłużnego 3b siła była nieco mniejsza, a mianowicie 3,9 kN lub 1,95 kN na każdy wspornik. Ponieważ wszystkie doświadczenia wykazały dużą plastyczność (patrz załącznik), współczynnik behawioralny wynoszący około $q_a = 2$ wydaje się rozsądny. Oznacza to, że przy obciążeniu trzęsieniem ziemi 282% wartości referencyjnej i obciążeniu 50 kg / m, siła równoważna wynosi tylko połowę 3648 kN. Jak wykazują testy statyczne ta równoważna siła około 1,8 kN może być dobrze pochłaniana. W testach na stole wibracyjnym jest uwzględniony współczynnik zachowania się.

Wsporników bez podparcia zachowywały się różne w zależności od kierunku.

Profil WPCW / WPCO (Test 1a) można obciążyć w kierunku wzdłużnym przy obciążeniu 50 kg / m do 282% wartości referencyjnej, co daje odporność na odkształcenia 3648 N. W kierunku poprzecznym odporność ta musi być zredukowana z powodu pęknięcia spawu. Próbki do badań załadowano 282% wartości odniesienia przy obciążeniu liną 30 kg / m, a odporność na odkształcenia wynosiła $2,82 \times 17,25 \times 30 \times 1,5 = 2189$ N.

Profil WPCW (Test 2a) można obciążyć w kierunku wzdłużnym przy obciążeniu 50 kg / m do 282% wartości referencyjnej. Odpowiednia odporność na odkształcenia wynosi więc 3648 N. W kierunku wzdłużnym odporność jest niższa, ponieważ **taśma** może wyrzyszczać się. Przy obciążeniu 30 kg / m można było zapisać 141% wartości odniesienia, co odpowiada odporności na odkształcenia $1,41 \times 17,25 \times 30 \times 1,5 = 1095$ N.

W przypadku uchwytów trapezowych pionowe pręty gwintowane praktycznie nie mają poziomej sztywności. Z podporami na stole wibracyjnym można było przyjąć 282% wartości odniesienia. Dlatego odporność na odkształcenia wynosi co najmniej 3648 N. Wartości z testów statycznych są jednak istotnie wyższe. Zmierzona siła na każdy wspornik wynosi w kierunku poprzecznym 5450 N.

Jeśli wziąć pod uwagę współczynnik zachowania równy 2, można oczekiwać oporu na odkształcenia 10'900 N. Wartości te zostaną jednak zredukowane później, aby ograniczyć przemieszczenie.

Uchwyty kablowe mają przy obciążeniu kabla 6 kg / m na stole wibracyjnym obciążenie 282% wartości odniesienia. Odpowiednia siła na połowę badanej długości 0,9 m wynosi zatem $2,82 \times 17,25 \times 9 \times 6 = 260$ N. W teście statycznym przyjęto dla podpór sejsmicznych siłę 550 N, co wskazuje na pewną rezerwę.

W Tabeli 11 jest pokazana odporność na odkształcenia na każdą podporę, którą uzyskano z testów na stole wibracyjnym i z przeprowadzono testów statycznych.

Tabela 11: Odporność na odkształcenia na jeden wspornik dla krótkich konstrukcji

Test	wzdłużnie	w poprzek
1a	3'650	2'200*
1b	1100*	3'650
2a, 2b, 3a, 3b, 5	3'650	3'650
6	14'000	11'000
4	260	260

*Te konstrukcje wykazują uszkodzenia przy wyższym obciążeniu.

Do pomiarów konstrukcji częściowo podpartych, siła pozioma jest rozdzielana na wsporniki z podporami sejsmicznymi i bez podpór sejsmicznych. Rozdział opiera się na stosunkach sztywności, które zostały określone wcześniej przez regresję. Ponadto wymagany jest współczynnik oporności na odkształcenia, aby zdecydować, czy decydująca jest oporność pojedynczych wsporników lub wsporników z podporami sejsmicznymi. Współczynnik oporności na odkształcenia można określić na podstawie wartości podanych w tabeli 11. Dwa wskaźniki podsumowano w Tabeli 12.

Tabela 12: Sztywność i współczynnik oporności na odkształcenia

Test	Stosunek sztywności s		Odporn. na odkształc. w	
	wzdłuż (X)	poprz. (Y)	wzdłuż (X)	poprz. (Y)
2a	30%	36%	100%	60%
2b	18%	36%	30%	100%
3a	21%	34%	100%	60%
3b	16%	36%	30%	100%
5	18%	41%	30%	100%

W przypadku konstrukcji długiej (nieskończenie długiej) rozważamy okresową sekcję ze podpartym wspornikiem i z niepodpartym wspornikiem. Do obliczania dopuszczalnego przyspieszenia sprężystego dodaje się siły w tych wspornikach, i dzieli się wynik przez całkowitą masę:

$$14 \quad S_a^{zul} = \frac{F_0}{M} \cdot \frac{1+n \cdot s}{n+1} \quad \text{für } w \geq s$$

gdzie M jest masą, która może być przyporządkowana do jednego wspornika, a F_0 jest odpornością na odkształcenie oparcia ze wspornikiem sejsmicznym. Założono, że opór oparcia łodygi staje się decydujący. Jest tak w przypadku, gdy opór podpartego wspornika jest osiągnięty przed oporem prostego wspornika. Przy takim samym przesunięciu u i sztywności K_0 wspieranego wspornika, tak jest w przypadku, gdy:

$$15 \quad \frac{K_0 u}{F_0} \geq \frac{s K_0 u}{F_{einf}} \quad \text{oder} \quad \frac{F_{einf}}{F_0} = w \geq s$$

Jeśli warunek nie zostanie spełniony, odporność prostych wsporników staje się znaczący i dopuszczalne przyspieszenie widmowe wynosi

$$16 \quad S_a^{zul} = \frac{F_{einf}}{M} \cdot \frac{1/s + n}{n+1} \quad \text{für } w < s$$

Oprócz przyspieszenia spektralnego należy również rozważyć przesunięcie widmowe. Jest to

$$17 \quad S_d = \frac{S_a}{(2\pi f)^2} = S_a \frac{(n+1)M}{K_0(1+n \cdot s)}$$

Jeśli dla S_a wprowadzi się dopuszczalne przyspieszenie widmowe S_a^{zul} ze wzoru (14) otrzymuje się

$$18 \quad S_d = \frac{F_0}{K_0}$$

Oznacza to, że gdy jest wykorzystywany opór, uzyskuje się odpowiednie statyczne przemieszczenie. Przesunięcie spektralne można po prostu wyliczyć z dozwolonego przyspieszenia sprężystego podpartego wspornika i odpowiadającej mu częstotliwości własnej:

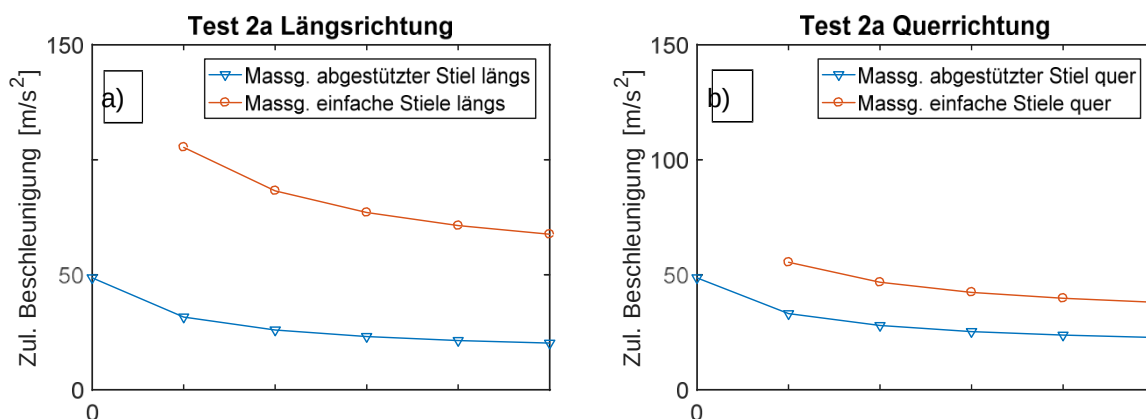
$$19 \quad S_d = \frac{M \cdot S_{a,0}^{zul}}{M \cdot (2\pi \cdot f_0)^2} = \frac{S_{a,0}^{zul}}{(2\pi \cdot f_0)^2}$$

gdzie $S_{a,0}^{zul}$ jest dozwolonym przyspieszeniem spektralnym dla $n = 0$ (wszystkie wsporniki z podparciem), a F_0^2 można odczytać z diagramów regresji analizy częstotliwości.

Pierwszy nieoczekiwany fakt, że przesunięcie widmowe jest niezależne od liczby niepodpartych wsporników, tłumaczy fakt, że zarówno siły, jak i kwadrat prostokątnych są proporcjonalne do sztywności. Wraz ze wzrostem liczby prostych wsporników wzrasta, nie tylko częstotliwość własna, ale także dopuszczalne przyspieszenie spektralne, dzięki czemu oba efekty wzajemnie się anulują. Zgodnie z tym rozważaniem wystarczające jest ograniczenie przemieszczeń w konstrukcjach z podpartymi wszystkimi wspornikami. W przypadku konstrukcji z częściowo podpartymi wspornikami dopuszczalne przyspieszenie spektralne jest następnie zredukowane w ten sposób, że utrzymywane są nie tylko siły dopuszczalne, ale także dopuszczalne przemieszczenia. Ponieważ przemieszczenia w konstrukcjach z podpartymi wszystkimi wspornikami zostały zbadane na stole wibrującym, nie są konieczne dalsze badania. Przy bardzo długich konstrukcjach założenie, że nośnik zachowuje się jak sztywny korpus, nie jest już poprawne, a naturalne częstotliwości leżą nieco głębiej, a przesunięcia są więc większe. Dlatego też długość ich bez podparcia powinna być ograniczona.

Jak można łatwo zauważyć w tabeli 12, we wszystkich przypadkach spełniony jest warunek we wzorze (14), a odporność na odkształcenie podpartych wsporników uzyskuje się przed oporem prostych wsporników.

Po pierwsze, omówiono typy z łodygami profilu WPCW / WPCO 500 (test 2a, test 3a). Aby wykazać, że oporność podpartych wsporników staje się znacząca, dopuszczalne przyspieszenie dla testu 2a oblicza się w obu kierunkach, zgodnie z obydwoma wzorami (14) i (16). Wyniki są przedstawione na rysunku 38. Potwierdza się to, że w obu kierunkach podparty wspornik staje się miarodajny.

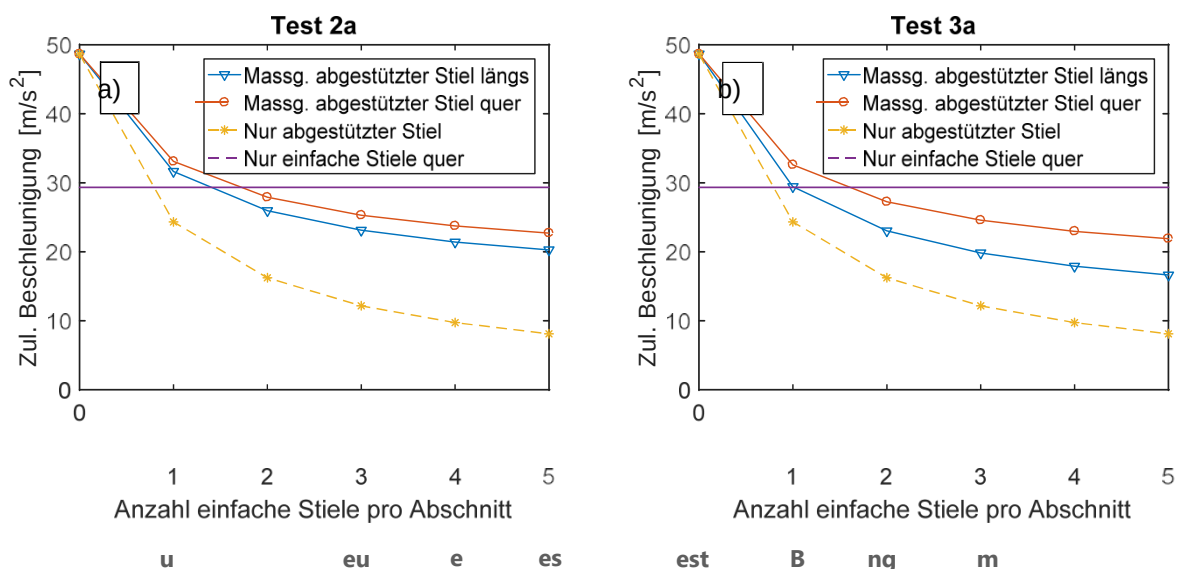


Ilustracja 38: Dopuszczalne przyspieszenia dla testu 2a w kierunku wzdłużnym i poprzecznym.

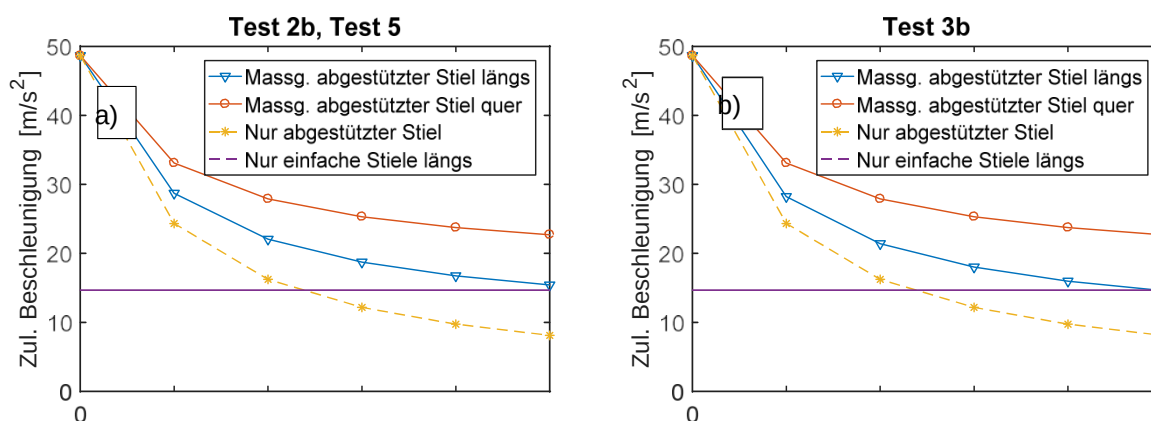
Zwykle wybiera się wsporniki sejsmiczne ziemi w obu kierunkach w równych odstępach. Konieczne jest zatem zdecydowanie, który kierunek ma decydujące znaczenie. Dopuszczalne wartości spektralne według wzoru (15) są wykreślane w obu kierunkach na ilustracji 39a). Kierunek podłużny ma decydujące znaczenie, gdyż proste wsporniki przyczyniają się mniej do tego ze względu na mniejszy współczynnik sztywności niż w kierunku poprzecznym. Mniejsza rezystancja prostych wsporników (2200 N) w kierunku poprzecznym nie ma znaczenia, dlatego że decydujące znaczenie ma opór podpartych wsporników. Pokazana jest również wartość, jeśli udział prostych wsporników nie byłby brany pod uwagę ($s = 0$).

Dla porównania podano również dopuszczalną wartość widmową dla konstrukcji z prostymi wspornikami. W tym przypadku decydujący jest kierunek poprzeczny o mniejszej oporności. Odpowiednia wartość widmowa wynosi $2200 / (1,5 \times 50) = 29,3 \text{ m/s}^2$. Z krzywych wynika, że wsporniki sejsmiczne byłyby konieczne tylko w przypadku bardzo wysokich pobudzeń. Jednakże w przypadku tych profili, szwy zgrzewające na płycie czołowej mogą być rozdarte przy dużym obciążeniu. Ponieważ siła oporności z dwóch testów może być określona niewłaściwie, opcja ta nie jest zalecana przy obciążeniu 50 kg / m.

W przypadku wspornika WPCB 500 (test 2b, test 3b, próba 5) wykreślono dopuszczalne wartości spektralne w kierunku wzdłużnym i kierunku poprzecznym na rysunku 40. Ponownie, kierunek wzdłużny staje się autorytatywny z mniejszym współczynnikiem sztywności. To samo dotyczy testu 2b i testu 5, co prowadzi do równych krzywych. Ponownie pokazano tu sytuację, jeśli uwzględniono tylko opór podpartych wsporników.



Ilustracja 39: Dopuszcz. przyspieszenia dla testu 2a i testu 3a dla obciążenia 50 kg / m.



Ilustracja 40: Dopuszcz. przyspieszenia dla testu 2b, test 3b i test 5 dla obciążenia 50 kg / m.

Dla konstrukcji z prostymi wspornikami, dopuszczalne przyspieszenie widmowe podane jest przez opór w kierunku podłużnym 1100 N. Jednak ze względu na niepewne określenie tej wartości taka konstrukcja nie powinna być stosowana przy obciążeniu 50 kg / m.

Przemieszczenie w konstrukcjach ze wspornikami można oszacować według wzoru (18). S_d^{zul} , a. wynosi dla wszystkich przypadków 48,7 mm / s² (maksymalna wartość na stole wibracyjnym). Częstotliwości własne przy $n = 0$ można odczytać z diagramów na rysunku 16 i na rysunku 20. Najmniejsza jest wartość kierunku poprzecznego w teście 2a z $f_0^2 = 65$. W ten sposób można oszacować przemieszczenie $S_d = 19$ mm. Ta wartość nadal wydaje się akceptowalna.

W przypadku długich konstrukcji istnieje tendencja, aby belka wzdłużna przestała zachowywać się jak sztywny korpus, a przesunięcie za pomocą dodatkowego podłużnego zgięcia wzrasta za wzorem (17). W przypadku układów ze wspornikami zagrożenie nie występuje, ponieważ sama częstotliwość własna jest wciąż wystarczająco duża, jak w przypadku analizy częstotliwościowej na długich konstrukcjach. Dla testu 5 np. ta częstotliwość wynosi 4,7 Hz (tabela 5), przy czym $n = 5$ jest dopuszczalnym przyspieszeniem 15,4 mm / s². Odpowiednie przemieszczenie jest wtedy mniejsze niż 18 mm. W przypadku większych odległości dopuszczalne przyspieszenie maleje, a tym samym przemieszczenie.

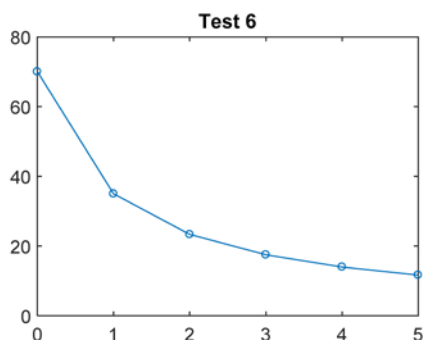
Tak więc odległość podpór może być nawet większa niż 9 m, które zostały zbadane w analizie częstotliwości bez zwiększania przemieszczeń. Odstępy podpór powinny być jednakże ograniczone, ponieważ w przeciwnym razie rozkład siły na podpartych wspornikach nie jest już zapewniony.

W przypadku uchwytów trapezowych (próba 6) zawieszenie z prętami gwintowanymi bez podparcia ma ledwie horyzontalną sztywność, co wykazuje naturalna częstotliwość 1,4 Hz (konfiguracja K4). W tych systemach zawiesia z podporami muszą być w stanie przejść całe poziome siły trzęsienia ziemi. Można zatem użyć formuły (14) z $s = 0$. Z badań statycznych wynika, że oporność podpartych uchwytów trapezowych jest znacznie większa niż podczas wzbudzenia na najwyższym poziomie na stole vibracyjnym. Przy współczynniku zachowania $q_a = 2$ siła oporu wynosi 11 000 N (patrz tabela 11). Odpowiada to dopuszczalnemu przyspieszeniu $11000 / (1,5 \cdot 50) = 147 \text{ m/s}^2$. Ta wartość spowodowałaby jednak stosunkowo duże przemieszczenie. Z diagramu regresji w kierunku poprzecznym (rys. 21) można dla $n = 0$ użyć wartości $f_0^2 = 130$. Powoduje to przemieszczenie 28 mm zgodnie ze wzorem (18).

To przemieszczenie staje się jeszcze większe w dłuższych odcinkach bez podparcia, ponieważ przy uchwytach trapezowych tylko wsporniki mają sztywność, a zatem nie można już pomijać wzdłużnego zginania koryta kablowego. W przeciwieństwie do systemów ze wspornikami, częstotliwość naturalna maleje wraz z odległością między podporami w uchwytach trapezowych. Dopuszczalne przyspieszenie widmowe dla $n = 0$ powinno być ograniczone do 67 m/s^2 ($F_0 = 5000 \text{ N}$) w celu osiągnięcia podobnych przemieszczeń, jak w przypadku konstrukcji ze wspornikami.

Dopuszczalne przyspieszenie jest przedstawione na rysunku 41. Przy $n = 5$ uzyskuje się przyspieszenie $11,7 \text{ m/s}^2$. Zmierzona częstotliwość naturalna w kierunku poprzecznym dla konfiguracji K3 wynosi 3,8 Hz, można obliczyć przemieszczenie do 21 mm. Nie należy stosować większych odstępów, ponieważ przesunięcia mogą się okazać zbyt duże.

Test 6



Ilustracja 41: Dopuszczalne przyspieszenia dla próby 6 przy obciążeniu 50 kg / m.

Zaciski kablowe (test 4), ze względu na niską sztywność zgięcia kabli, są mniej odpowiednie do zastosowań, w których znaczenie ma trzęsienie ziemi. Jednakże, jeśli mają być stosowane, należy co trzecie zawiesie podeprzeć, w przeciwnym razie mogą wystąpić duże vibracje poprzeczne. Odpowiada to konfiguracji K2 z naturalną częstotliwością 3 Hz. Przemieszczenie można oszacować na $\pm 5 \text{ cm}$ przy przyspieszeniu $17,25 \text{ m/s}^2$ (wartość odniesienia), która powinna być górną granicą. Najbardziej korzystne jest oddziaływanie tłumiące kabli.

Podsumowanie

Wyniki testów

Konstrukcje z Testu 1a (wsporniki WPCW / WPCO) z obciążeniem kablowym 30 kg / m okazały się wystarczające w testach na stole wibracyjnych. Jednakże mają one skłonność w kierunku poprzecznym do zmęczenia szwu zgrzewającego na płycie czołowej, która nie jest kompletna na otwartym końcu profilu. Jednak zachowanie to było obserwowane tylko w testach przy obciążeniu 50 kg / m. Obszar, który jest rozdarty, jest w normalnych warunkach zawieszonych, pod wpływem masy własnej, pod wpływem naprężeń ściskających, a nie w naprężeniach rozciągających, jak w przypadku montażu stojącego w testach na stole wibracyjnych. Jednakże w przypadku zmiennego pobudzenia z poziomego trzęsienia ziemi, na kierunek poprzeczny może on również podlegać naprężeniom rozciągającym.

Konstrukcje z Testu 1b (wspornik WPCB) mają tendencję w trakcie trzęsienia ziemi w kierunku wzdłużnym do tworzenia wypukłości we wsporniku w pobliżu płyty czołowej. Obciążenie, w jakim ta niestabilność może wystąpić, jest bardzo zróżnicowana i może być przewidziana tylko niedokładnie. Również tutaj poprzez montaż stojący, został przetestowany raczej niekorzystny przypadek, gdyż w przeciwieństwie do zwykłego zawieszenia, podstawa jest już pod ciśnieniem w przypadku statycznym. W przypadku zawieszenia, niestabilność może wystąpić również pod trzęsieniami ziemi, ale wspornik sufitowy nie straci swojej pionowej obciążalności.

Konstrukcje z Testu 4 i Testu 6 z gwintowanymi prętami nie mogą być użyte w warunkach trzęsienia ziemi bez podparcia, ponieważ nie mają one prawie żadnej sztywności w kierunku poziomym.

Badania na stole wibracyjnym pokazują, że korytka kablowe i drabiny z wspornikami w odległości 1,5 m oraz obciążeniem kablami 50 kg / m mogą wytrzymać trzęsienia ziemi do 282% maksymalnej wartości zgodnie z SIA 261 bez uszkodzenia. Dotyczy to wszystkich sprawdzonych typów, w tym z użyciem prętów gwintowanych.

Wszystkie konstrukcje w kierunku pionowym okazały się bezproblemowo. Nawet proste konstrukcje bez podparcia/odciągów o obciążeniu kabla 50 kg / m przetrwały testy z pionowym pobudzeniem bez uszkodzenia. Wynika to częściowo z faktu, że belki są przeznaczone do ładunków statycznych, tj. dla sił pionowych. Dodatkowo pobudzenie trzęsienia ziemi w kierunku pionowym jest znacznie mniejsze niż w kierunku poziomym.

Testy statyczne służyły tylko do sprawdzania rezystancji dynamicznych. Przy współczynniku zachowania równym 2 uzyskuje się podobne wartości.

Analiza częstotliwości pozwoliła ustalić współczynniki sztywności między wspornikami podpartymi i niepodpartymi, które są konieczne do pomiarów.

Zasady pomiarów

W przypadku pomiaru trzęsienia ziemi należy ustalić wartość konstrukcyjną przyspieszenia ziemi, w zależności od strefy, klasy gleby i klasy budynku. W zależności od położenia w budynku oraz stosunku częstotliwości naturalnych budynku i części składowej, wartość widmowa musi być określona zgodnie ze wzorem (2) lub (3) przyspieszenia. Jeśli nie są znane częstotliwości własne, można rozważyć przypadek elementu sztywnego lub elastycznego, zależnie od okoliczności (rysunek 1). Jeśli lokalizacja w budynku nie jest znana, należy skontrolować skrajny przypadek budynku na górze budynku.

Na początku tego sprawozdania omówiono przykłady trzęsienia ziemi. Największa wartość spektralna przyspieszenia w kierunku poziomym według SIA 262 (strefa 3a, klasa podłogowa E, klasa budynku III, na górze budynku, rezonans z budynkiem) wynosi $17,25 \text{ m/s}^2$. W kierunku pionowym, odpowiednia wartość (niezależnie od miejsca w budynku) $5,49 \text{ m/s}^2$.

Dokumentacja trzęsienia ziemi w kierunku poziomym dla różnych nośników kabli jest dalej przeprowadzane zgodnie z następującymi zasadami:

Konstrukcje bez podpór i obciążenie kablowe 30 kg / m można wykorzystać do następujących wartości spektralnych przyspieszenia:

- Konstrukcje Test 1a (WPCW / PWO 500) do wartości widmowej $48,7 \text{ m / s}^2$,
- Konstrukcje Test 1b (WPCB 500) do zakresu spektralnego $17,25 \text{ m / s}^2$.

Konstrukcji z prętami gwintowanymi (próba 4 i próba 6) nie mogą być użyte bez wzmocnienia.

W przypadku konstrukcji z podporami dopuszczalne przyspieszenie zależy od odstępów pomiędzy podporami. W przypadku konstrukcji ze wspornikami sufitowymi dopuszczalne przyspieszenia dla obu profili różniły się. Jednakże typ podparcia i typ nośnika (kanał lub drabina) mają niewielki wpływ na dopuszczalne przyspieszenia.

Dla konstrukcji ze wspornikami i z uchwytami trapezowymi o obciążeniu kablami 50 kg/m , dopuszczalne przyspieszenia podano w Tabeli 13.

W przypadku zacisków kablowych (test 4) zawiesziny powinny być podparte co najmniej co trzeci pręt gwintowany, w przeciwnym razie deformacje stają się zbyt duże.

W kierunku pionowym dopuszczalne wartości spektralne przyspieszenia dla wszystkich konstrukcji wynoszą co najmniej $15,5 \text{ m / s}^2$.

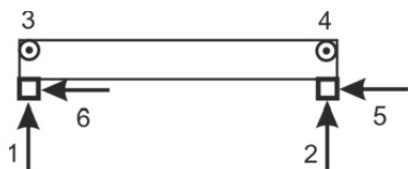
Tabela 13: Dopuszczalne przyspieszenie poziome [m/s^2] przy obciążeniu 50 kg/m

Długość wspornika	1.5 m	3 m	4.5 m	6 m	7.5 m	9 m
WPCW/WPCO 500 (Test 2a, 3a)	48.7	29.4	23.0	19.8	17.9	16.6
WPCB 500 (Test 2b, 3b, 5)	48.7	28.2	21.4	18.0	16.0	14.6
Uchwyt trapezowy (Test 6)	70	35	23	17.5	14	11.7

Dodatek - analiza częstotliwości

Konstrukcje krótkie

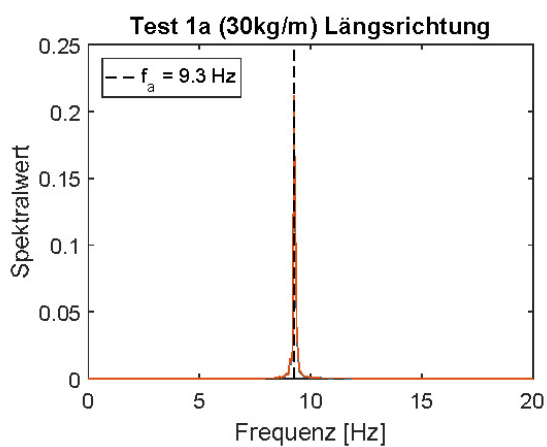
W przypadku krótkich konstrukcji z korytkami kablowymi / drabinami, czujniki przyspieszenia są pokazane na rysunku 42.



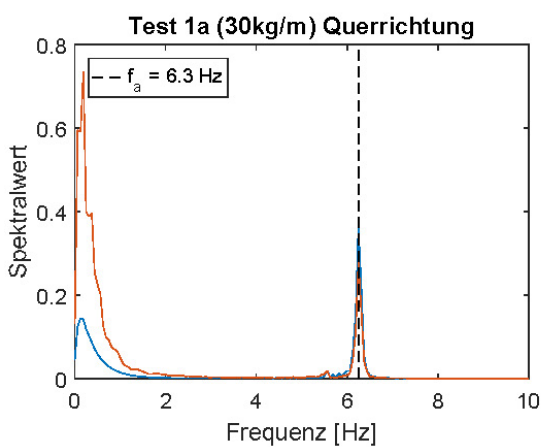
Rysunek 42: Położenie wibratora dla krótkich konstrukcji z korytkami / drabinami.

Widma w kierunkach wzdłużnych i poprzecznych są wykreślane na rysunku 43 aż do rysunku 51. Widma są podawane dla dwóch przyspieszeń w odpowiednim kierunku. Wielkość wartości widmowej zależy od wzbudzenia, ale nie została ona zmierzona. Ma to znaczenie tylko w odniesieniu do szczytów.

Test 1a (30kg/m) kierunek wzdłużny

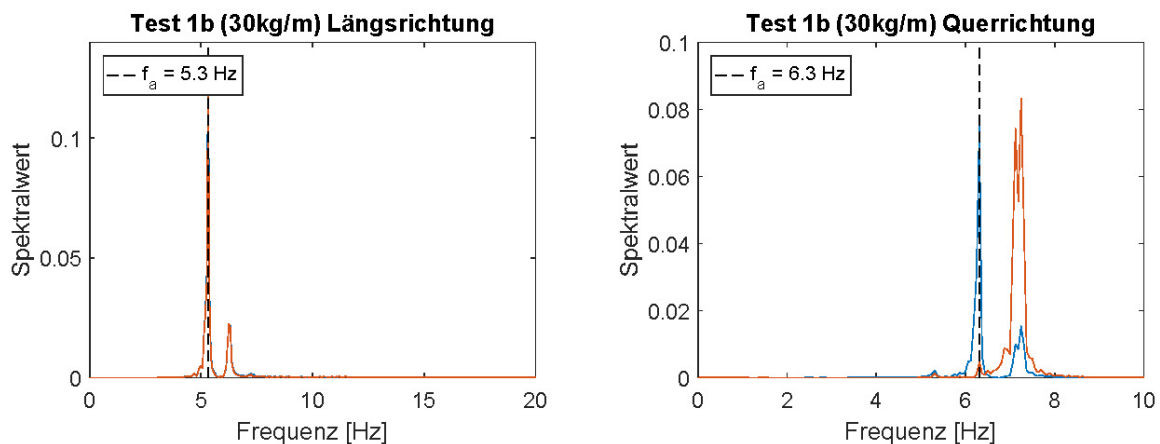


Test 1a (30kg/m) kierunek poprzeczny

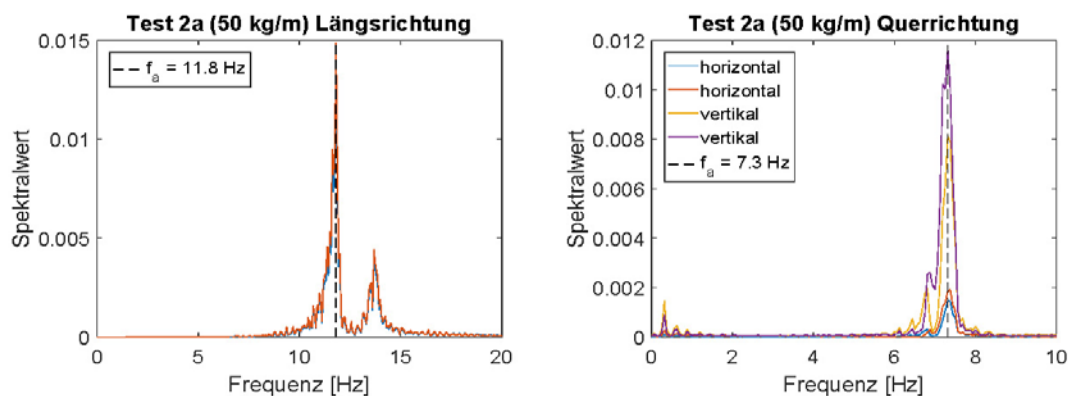


Ilustracja 43: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 1a

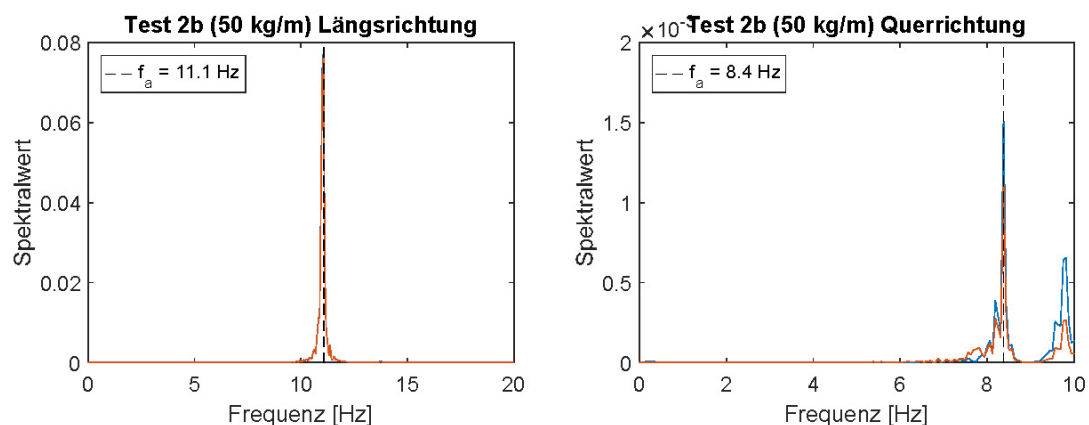
Str. 50/60 Längsrichtung = kier. wzdłużny; Querrichtung = kier. poprzeczny



Ilustracja 44: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 1b

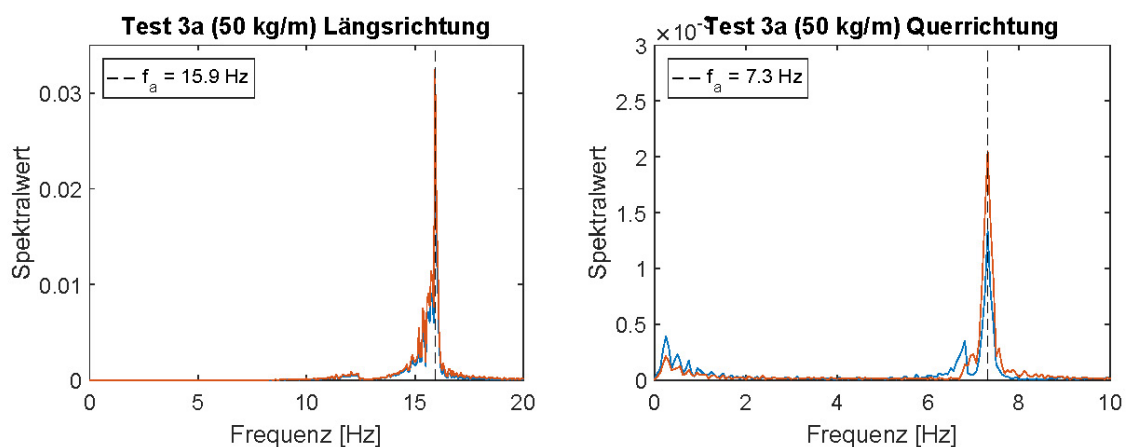


Ilustracja 45: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 2a

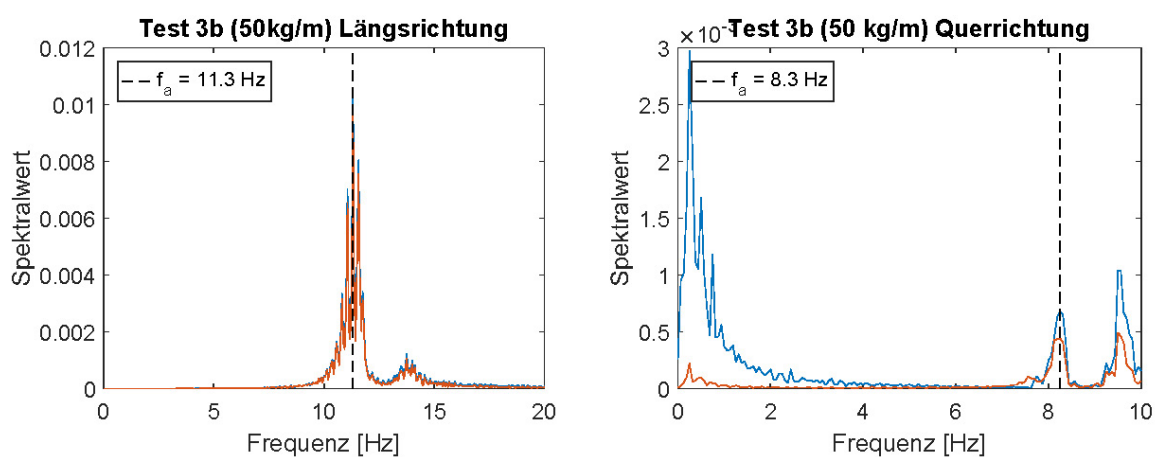


Ilustracja 46: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 2b

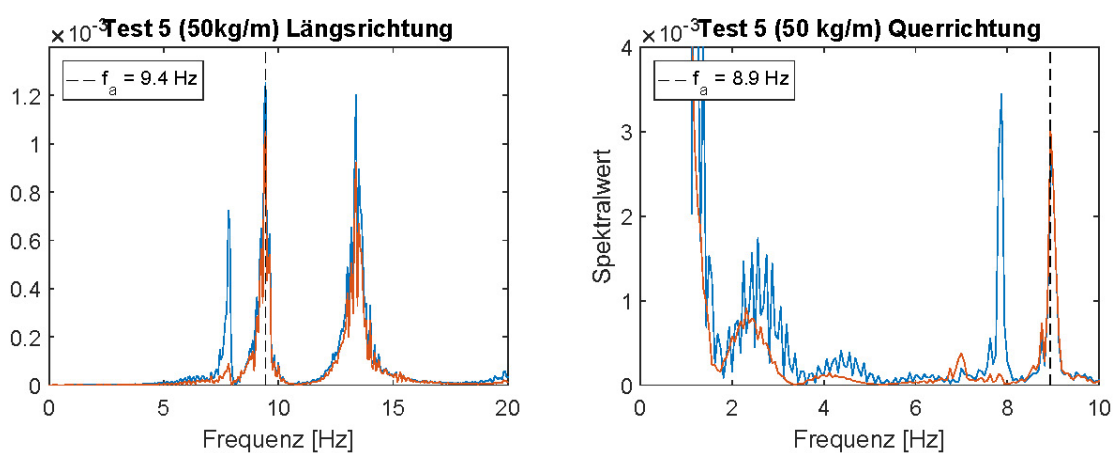
Str. 51/60 Längsrichtung = kier. wzdłużny; Querrichtung = kier. poprzeczny



Ilustracja 47: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 3a



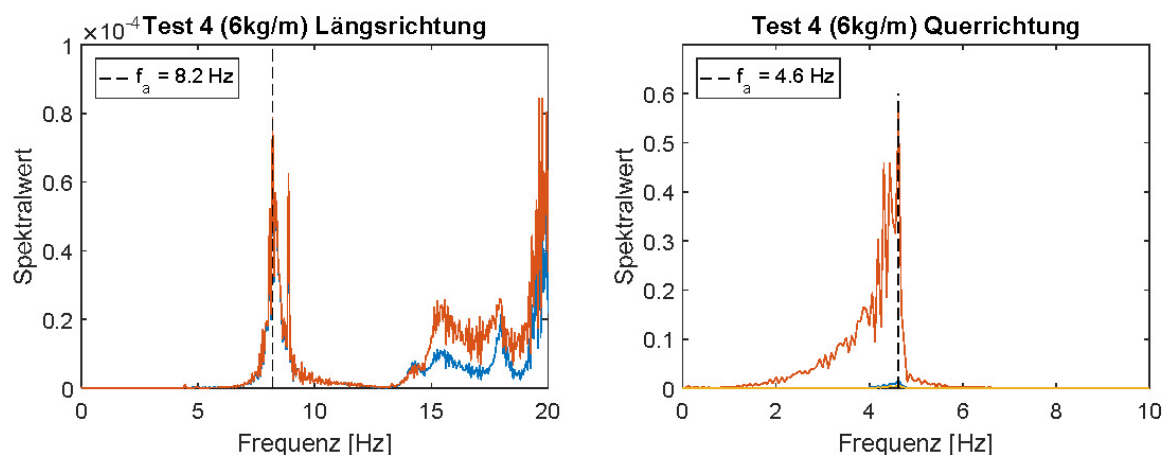
Ilustracja 48: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 3b



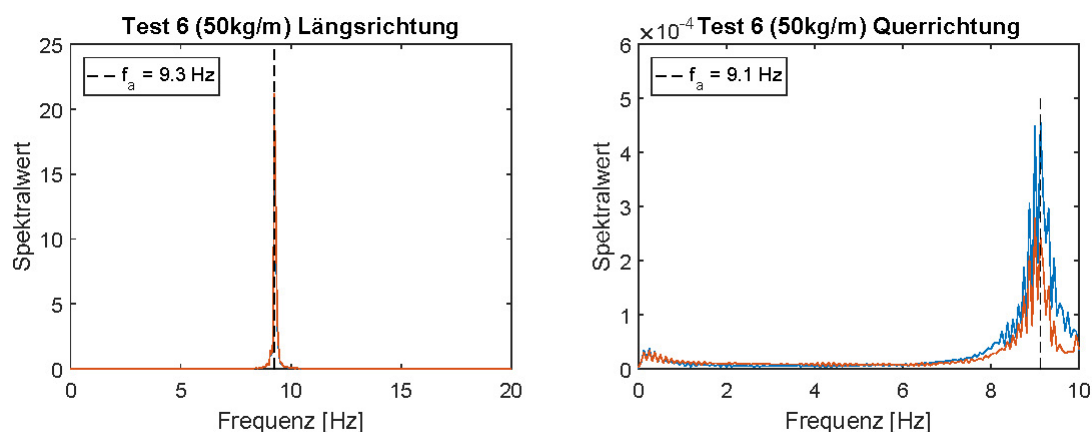
Ilustracja 49: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 5

Str. 52/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny;

Querrichtung = kier. poprzeczny

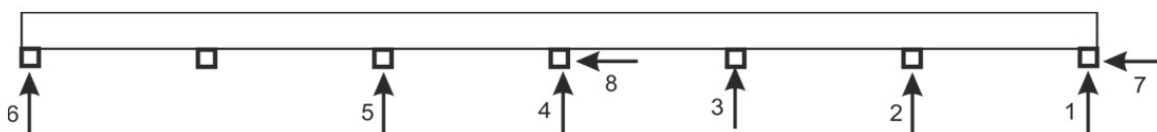


Ilustracja 50: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 4



Ilustracja 51: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla krótkich konstrukcji Test 6

Konstrukcje długie. W przypadku długich konstrukcji położenie i kierunek 8 przyspieszaczy przedstawiono na rysunku 52.



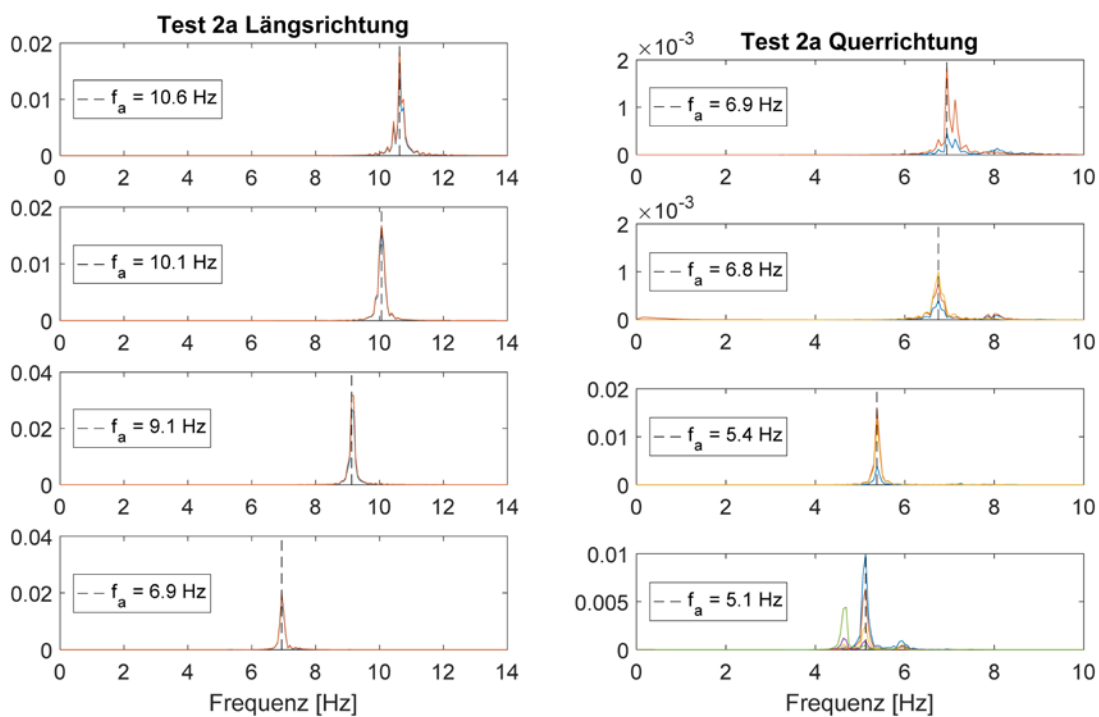
Rys. 52 Położenie wibratorów dla konstrukcji długich z korytek i drabin.

Widma są wykreślane na ilustracjach od 53 do 59. Dla kierunku wzdłużnego dwa przyspieszenia były wykorzystywane w kierunku wzdłużnym. Dla kierunku poprzecznego widma są wykreślane dla punktów bez wsparcia, w zależności od konfiguracji.

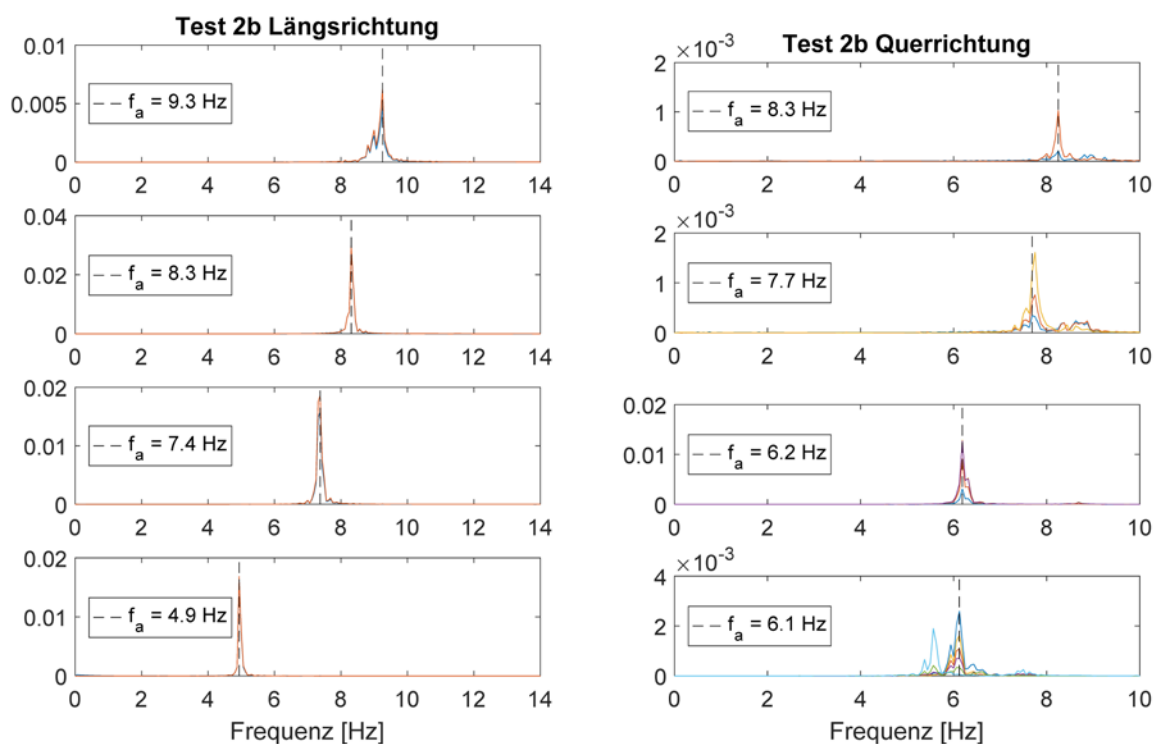
Wyświetlone są cztery konfiguracje. Im mniej podparć, tym niższa częstotliwość naturalna.

Str. 53/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny;

Querrichtung = kier. poprzeczny



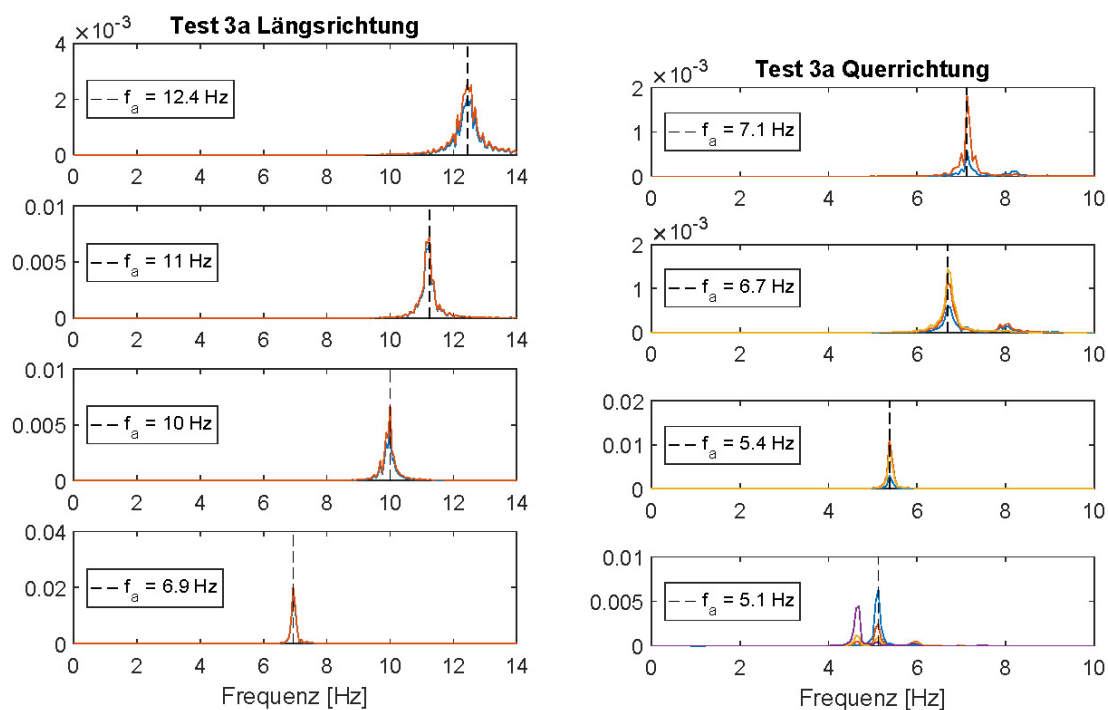
Ilustracja 53: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długich konstrukcji Test 2a



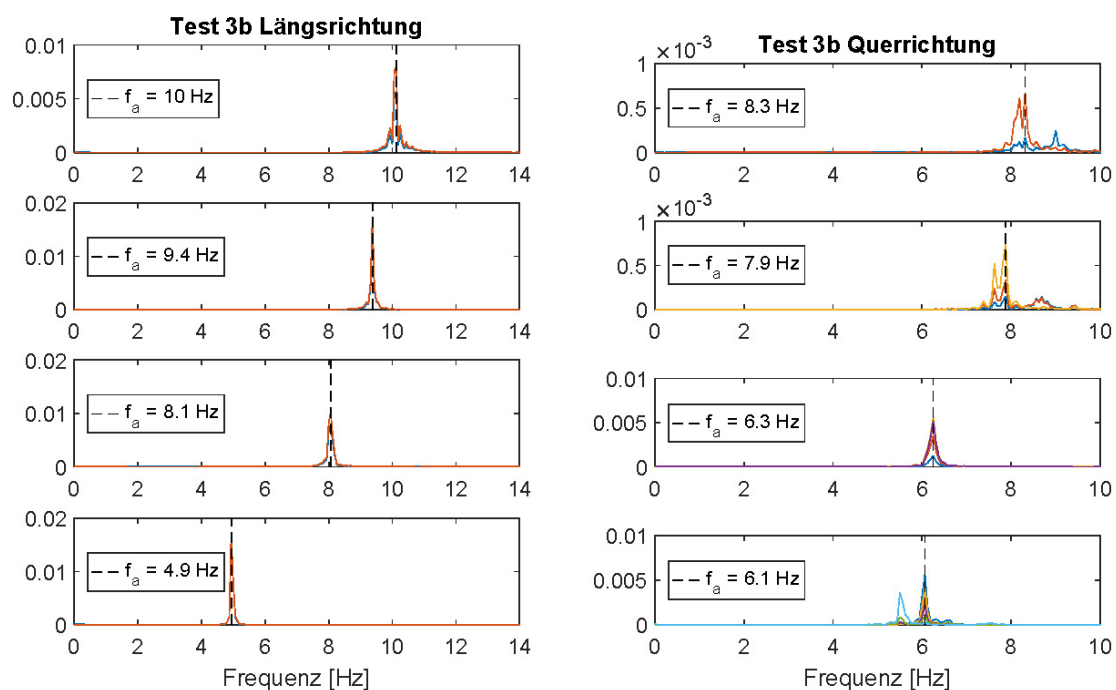
Ilustracja 54: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długich konstrukcji Test 2b

Str. 54/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny;

Querrichtung = kier. poprzeczny



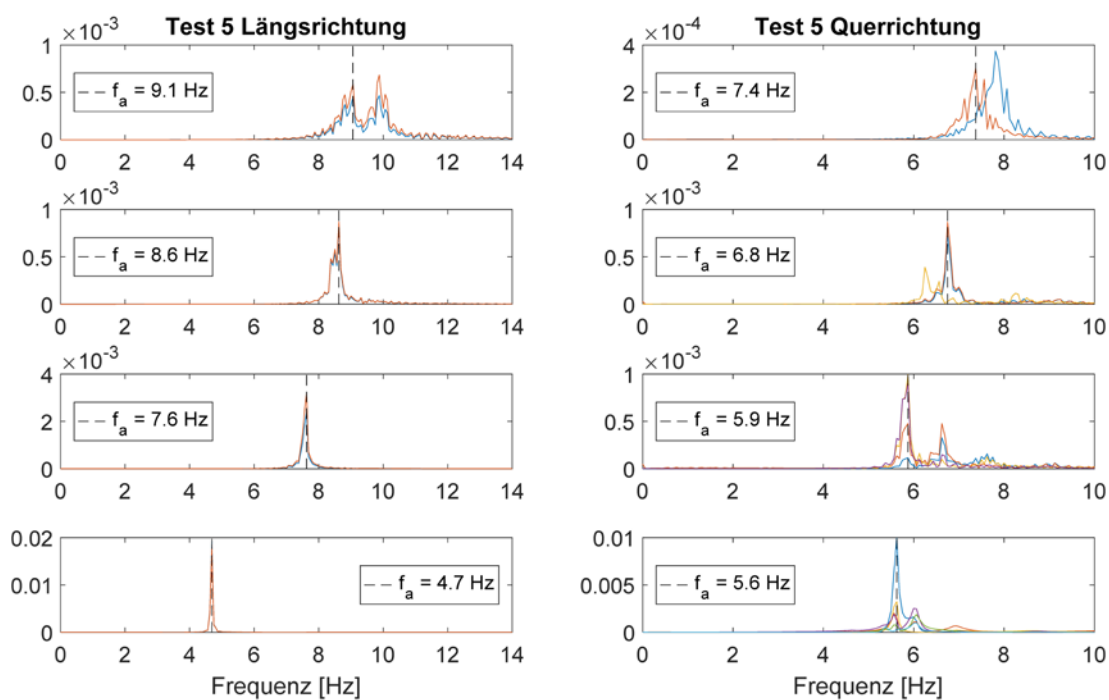
Ilustracja 55: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długich konstrukcji Test 3a



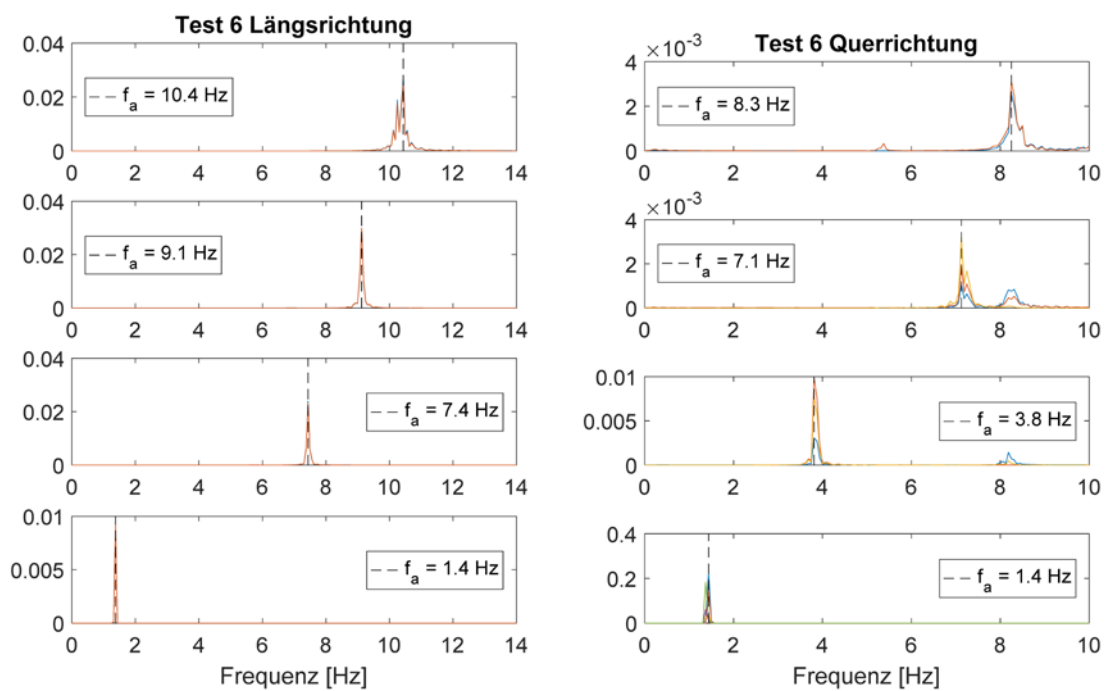
Ilustracja 56: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długich konstrukcji Test 3b

Str. 55/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny;

Querrichtung = kier. poprzeczny



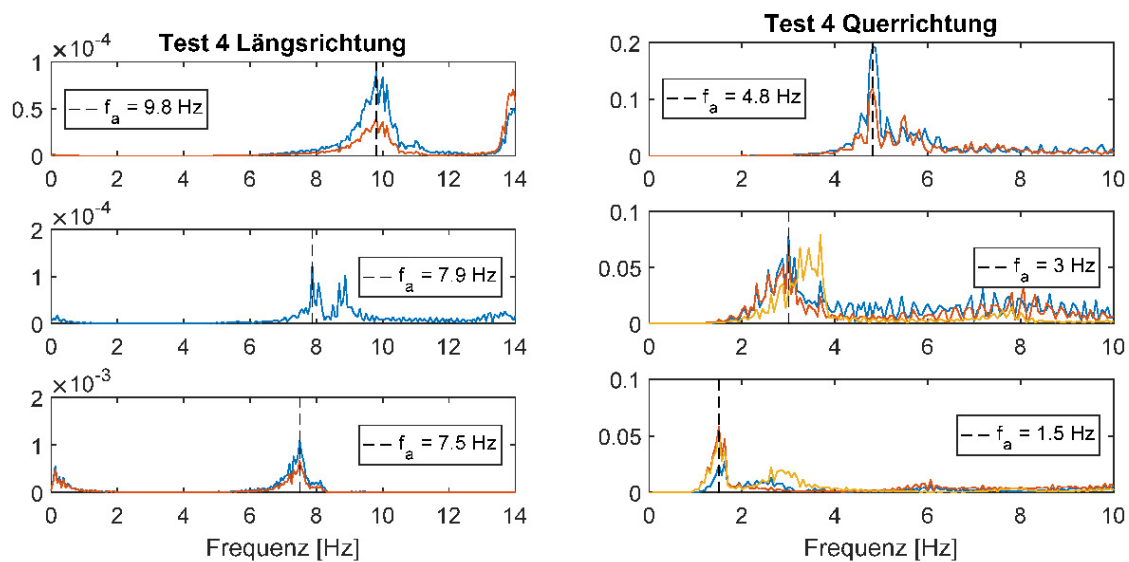
Ilustracja 57: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długości konstrukcji Test 5



Ilustracja 58: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długości konstrukcji Test 6

Str. 56/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny;

Querrichtung = kier. poprzeczny



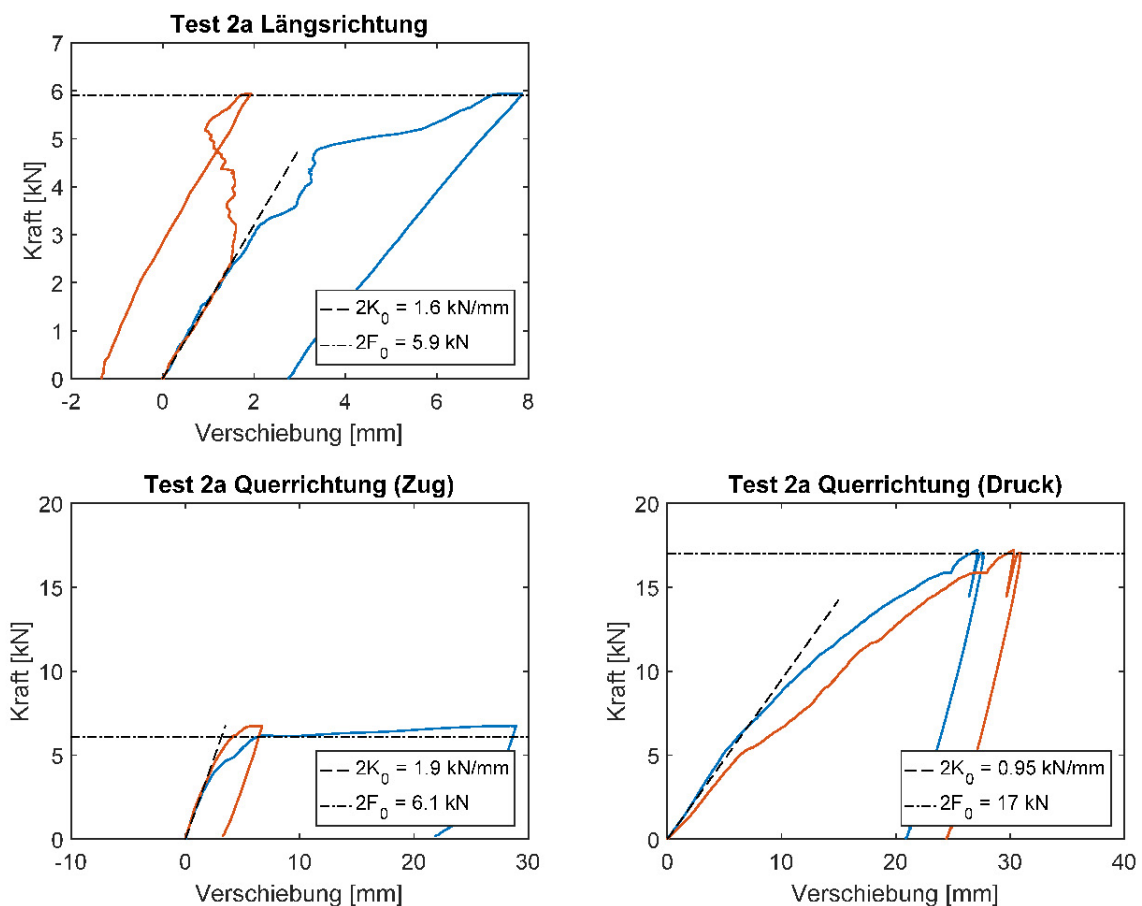
Ilustracja 59: Widma w kierunku wzdłużnym i poprzecznym dla długich konstrukcji Test 3b

Str. 57/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny;

Querrichtung = kier. Poprzeczny

Załącznik – badania statyczne

Badania statyczne przeprowadzono za pomocą pojedynczego cylindra. Przesunięcia mierzono dla obu podpór. Dopóki obydwa przesunięcia są takie same, siła jest rozłożona równomiernie na obu wspornikach. W kierunku wzdłużnym, nawet w przypadku stosunkowo dużych przesunięć, są również widoczne ruchy wsteczne. Są one skierowane na skręcone wsporników sufitowych. Diagramy przesunięć są przedstawione na rysunkach od 60 do 66.



Verschiebung = przesunięcie; Zug = ciągnięcie; Druck = nacisk

Ilustracja 60 – Badania statyczne Test 2a

Str. 58/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny; Querrichtung = kier. Poprzeczny

Verschiebung = przesunięcie; Zug = ciągnięcie; Druck = nacisk

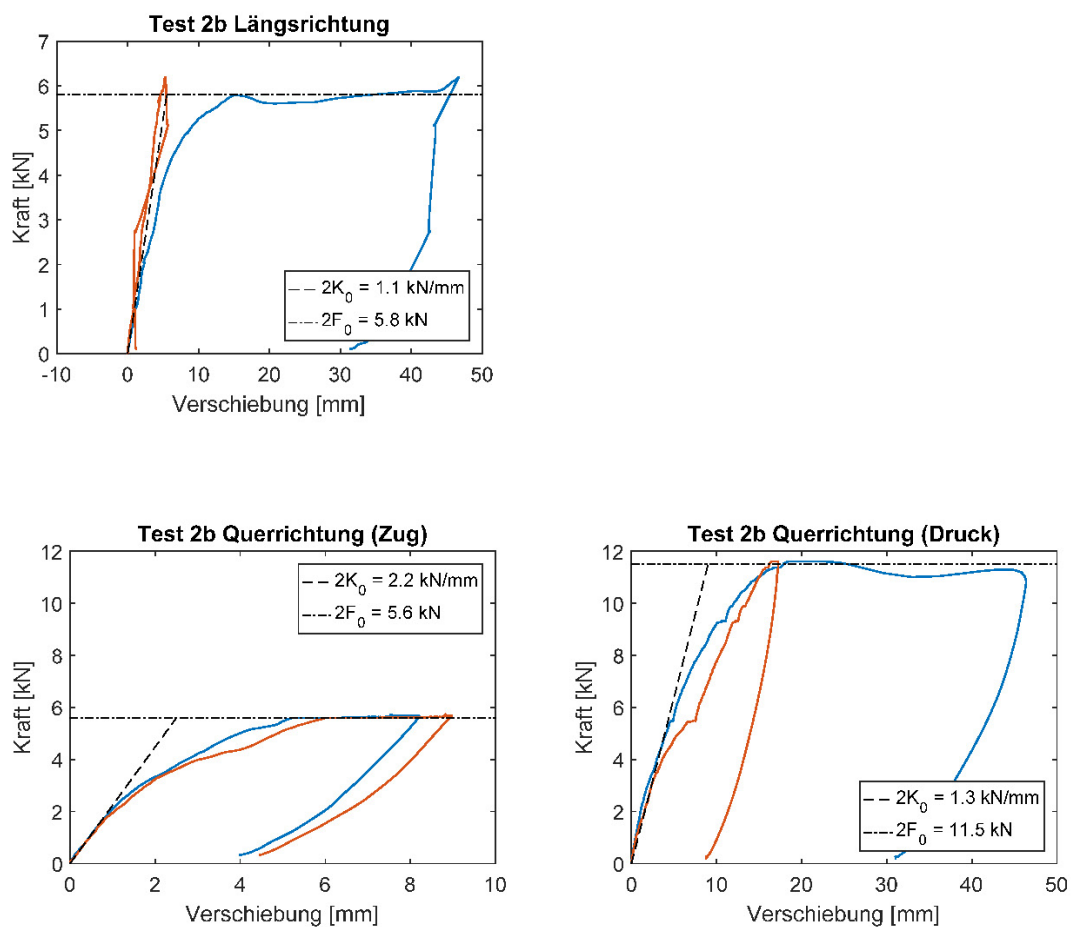
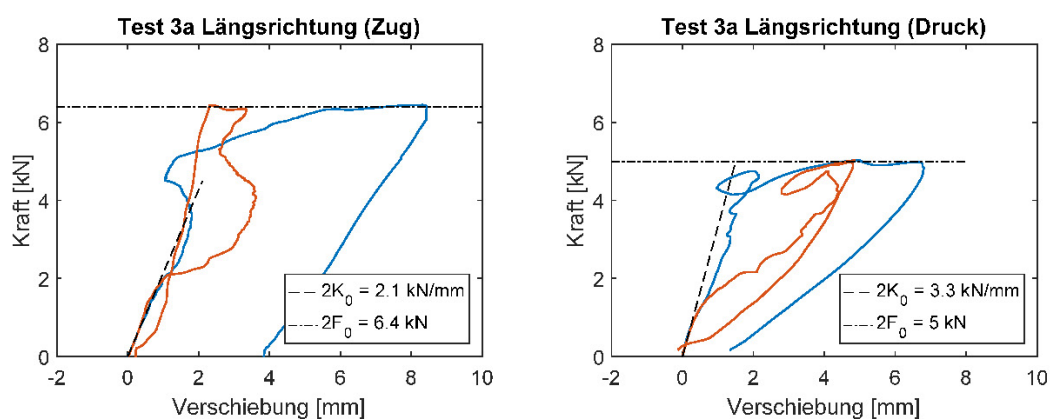


Abbildung 61: Statische Versuche Test 2b.



Ilustracja 61 – Badania statyczne Test 2b

Ilustracja 62 – Badania statyczne Test 3a

Str. 59/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny; Querrichtung = kier. Poprzeczny

Verschiebung = przesunięcie; Zug = ciągnięcie; Druck = nacisk

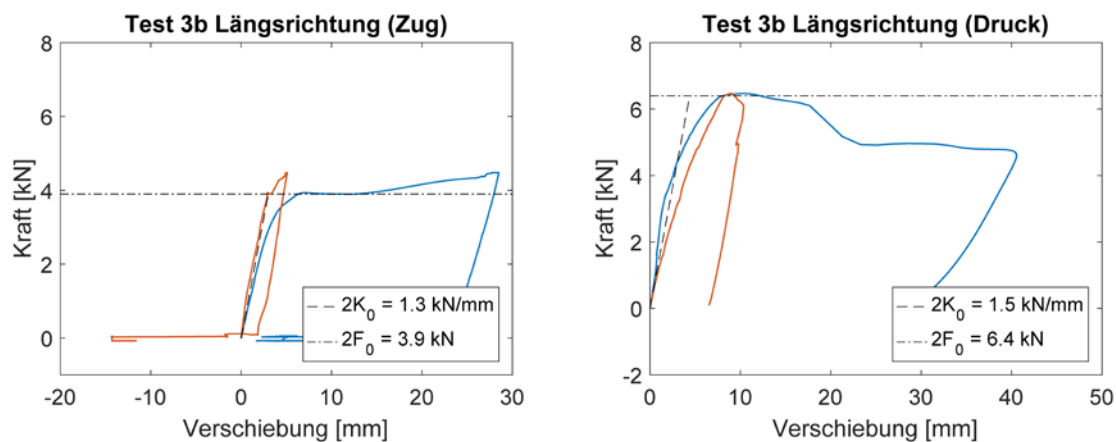


Abbildung 63: Statische Versuche Test 3b.

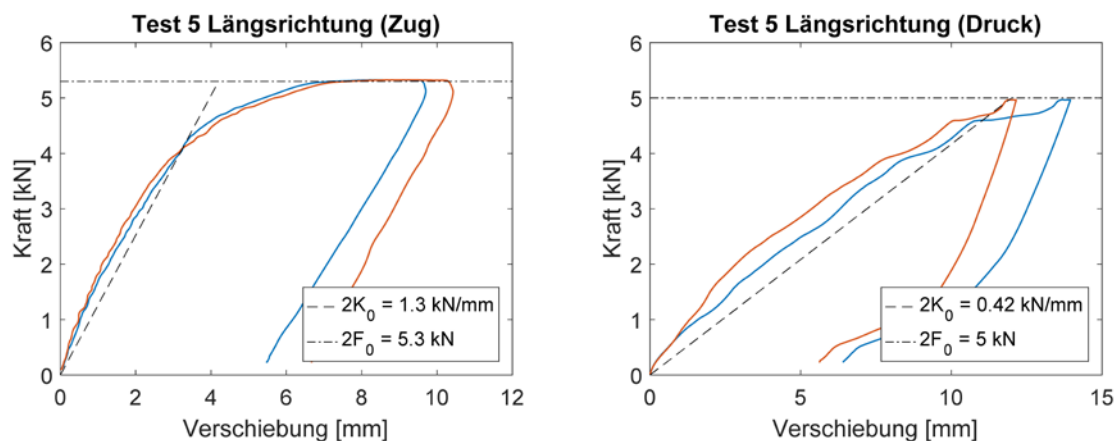
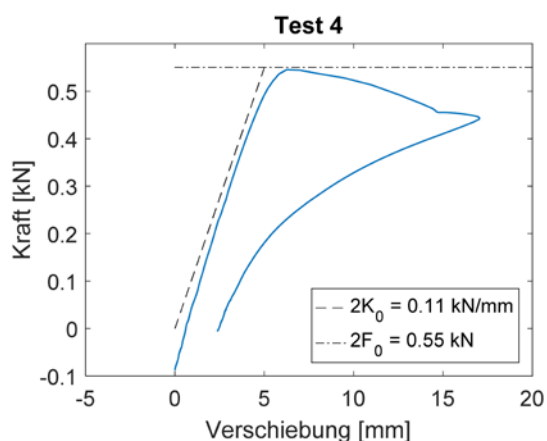


Abbildung 64: Statische Versuche Test 5.



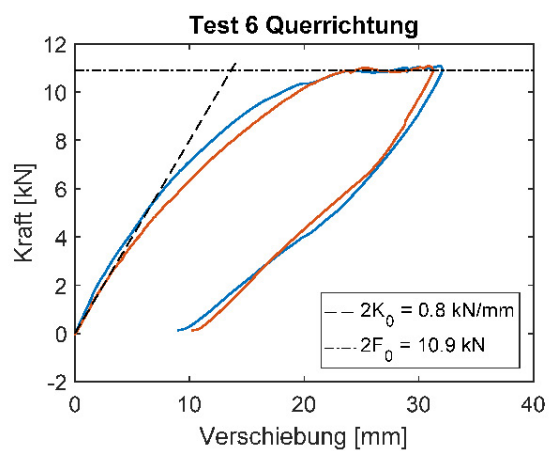
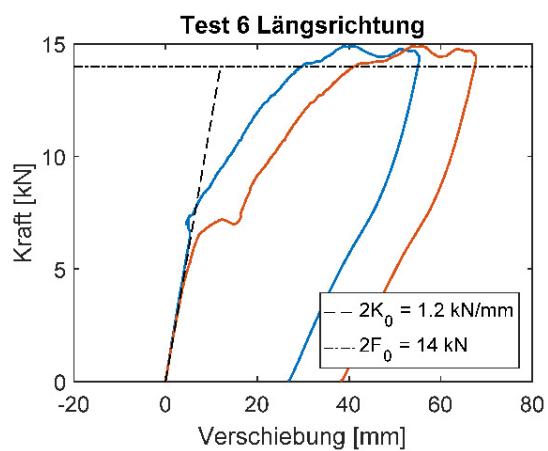
Ilustracja 63 – Badania statyczne Test 3b

Ilustracja 64 – Badania statyczne Test 5

Ilustracja 65 – Badania statyczne Test 4

Str. 60/60 Längsrichtung = kierunek wzdłużny; Querrichtung = kier. Poprzeczny

Verschiebung = przesunięcie; Zug = ciągnięcie; Druck = nacisk



Ilustracja 66 – Badania statyczne Test 6