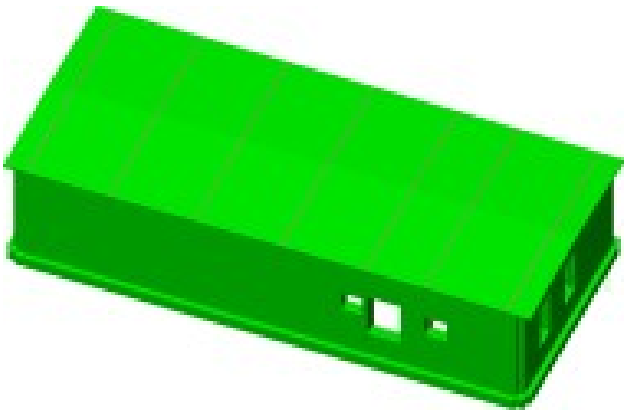
OPINIA TECHNICZNA

Wpływ pociągów dużej prędkości na budynek nastawni CMK w Psarach

[wydanie sierpień 2020]



Nazwa inwestycji:

Przebudowa linii kolejowej CMK

Adres inwestycji

Psary

Zamawiający:

***Schuessler-Plan* Inżynierzy sp. z o.o.**
al. Jerozolimskie 96 · 00-807 Warszawa

Opracował:

dr inż. bud, inż. arch. Leszek CHODOR
rzeczoznawca budowlany KK-0056-0020/11,
Centralny Rejestr Rzeczoznawców 28/11/R/C

Kielce, 31 sierpień 2020

Spis treści

1. Przedmiot i zakres opinii 3
2. Budynek nastawni i jego obciążenia 4
2.1. Konstrukcja i model budynku 4
2.2. Obciążenia stałe, użytkowe i klimatyczne 4
2.2.1. Obciążenia stałe 4
2.2.2. Obciążenia użytkowe 4
2.2.3. Obciążenia klimatyczne 5
2.3. Obciążenia parasejsmiczne 6
2.3.1. Zależność oddziaływania dynamicznego od odległości X 6
2.3.2. Zastępcze wysokości uderzenia pociągu o prędkości V 8
2.3.3. Rodzaj gruntu poddanego drganiom parasejsmicznym 9
2.3.4. Długości składów i odcinki korelacyjne 9
2.3.5. Przyspieszenia gruntu pod budynkiem 10
2.3.6. Klasa ważności konstrukcji i spektra odpowiedzi 11
3. Obciążenia dynamiczne i wytężenie budynku 13
3.1. Stan istniejący: pociągi v=200 km/h 13
3.2. Stan prognozowany pociągi v=250 km/h 13
4. Uwagi i wnioski 15
5. Literatura 17

1. Przedmiot i zakres opinii

Przedmiotem opinii jest ocena oddziaływania pociągu dużej prędkości na budynek nastawni zlokalizowany ok 10 m obok linii kolejowej CMK w Psarach w sytuacji zwiększenia prędkości przejazdu ze (160 do max 200) km/h do 250 km/h.

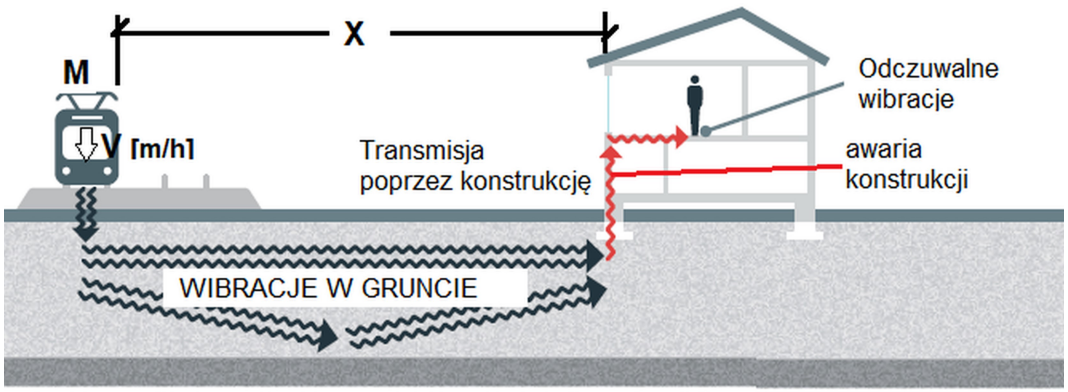
Na Rys 1 pokazano schemat oddziaływania pociągu na budynek i ludzi przez pociąg o masie M , poruszający się z prędkością V [mh] w odległości X [m] od fundamentów budynku. Energia poruszającego się pociągu jest przekazywana przez cząstki gruntu na budynek i następnie na przebywające w nim osoby. Energia ta wprowadza konstrukcję budynku w drgania, które mogą doprowadzić do awarii konstrukcji, elementów instalacyjnych, budowlanych lub wyposażenia budynku, ale też może przekazywać odczuwalne drgania na ludzi powodujące utratę komfortu użytkowania.

W niniejszej opinii oceniono wpływ trzech składów kolejowych, zgodnie z informacjami [11] :

- **S_1** pociągu towarowego złożonego z 45 wagonów o łącznej masie 3600 t i maksymalnej prędkości – V_1= 120 km/h o średniej częstotliwości 8 przejazdów ,
- **S_2** pociągu pasażerskiego złożonego z 10 wagonów o masie 500 t prędkości V_2= 250 km/h i o średniej częstotliwości 80 przejazdów /doba. Znaczna część zestawu to ED250 (Pendolino)

oraz porównano z wpływem poprzednio stosowanych prędkości

- **S_3** pociągu pasażerskiego jak **S_2** ale o prędkości V_3= 200 lub 160 km/h.



Rys 1. Schemat oddziaływania pociągu na budynek i ludzi (opracowano na podstawie [3])

W analizie brano pod uwagę odcinki składu poza budynkiem wpływające na dynamiczne oddziaływanie dla budynku zastawni o szerokości L_b = 22 m. Odcinki korelacyjne wyznaczano według metodologii stosowanej dla wież i budynków wysokich [17]. Odcinek korelacyjny L przyjęto jako wielokrotność L_b w wariantach: L_k= 6 lub 3 lub 1* L_b z których wybierano najniekorzystniejszy układ dla oddziaływań dynamicznych po wyznaczeniu średniej odległości zestawu o długości L_k od ścian budynku.

Niniejsza opinia nie obejmuje zagadnień generowania hałasu przez pociągi Pendolino, ani wpływów na ludzi i otaczające środowisko. Ograniczono się do oceny wpływu na budynek nastawni.

2. Budynek nastawni i jego obciążenia

2.1. Konstrukcja i model budynku

Budynek nastawni jest starą, parterową budowlą o konstrukcji stalowo (słupy i rygle) – żelbetonowo (fundamenty) - murowo (samonośne ściany z bloczków gazobetonowych) drewnianej (płyty OSB przekrycia dachu). Inwentaryzację budynku dokonał Zleceniodawca [10].

Model numeryczny budynku poddany analizom w programie Consteel [20] zaprezentowano na Rys 2.

2.2. Obciążenia stałe, użytkowe i klimatyczne

2.2.1. Obciążenia stałe

Obciążenie ciężarem stałym elementów konstrukcyjnych jest automatycznie przyjmowane w programie obliczeniowym Consteel [20] Ciężar własny elementów konstrukcyjnych oraz obudowy przyjmowano na podstawie zinwentaryzowanych lub projektowanych warstw.

Istotne dla analizy dynamicznych obciążenie warstwami dachowymi: płyta OSB 30 mm + pustka 40 mm + płyta OSB 30 mm + styropian 80 mm+ 2 x papa na lepiku, przyjęto jako G= 0,5 kN/m^2 - podczas obliczeń zamieniano na masy rozłożone.

2.2.2. Obciążenia użytkowe

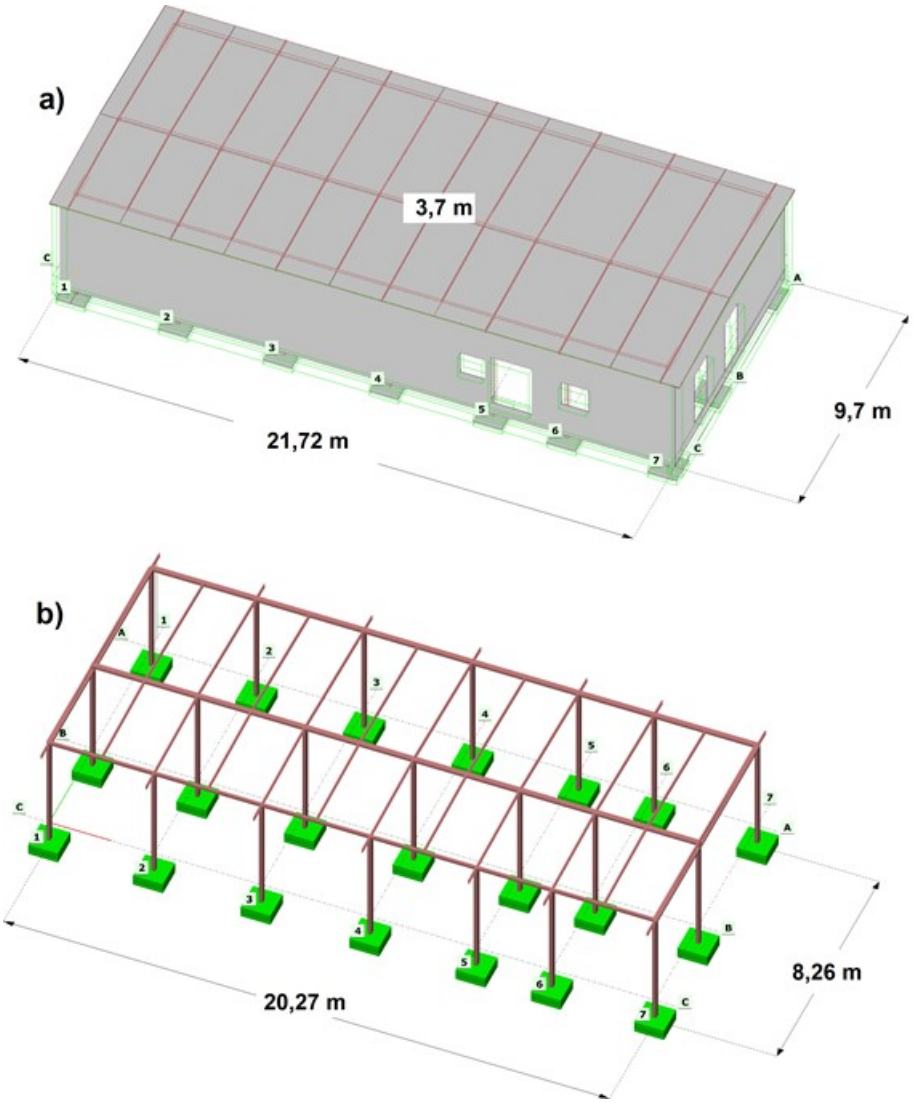
Obciążenia użytkowe dachu budynku przyjęto:

a) 0,2 kN/m^2 od obciążeń na dachu (instalacje, i inne)

b) 0,4 kN/m2 od obciążeń podwieszonych w tym sufitu mineralnego

Pominięto obciążenia remontowe i obsługi na dachu (1 kN/m^2 lub 0,4 kN/m^2 odpowiednio).

Obciążenia użytkowe posadzki przyjęto Q= 2,5 kN/m^2.



Rys 2. Model budynku nastawni: a) widok ogólny, b) szkielet konstrukcji stalowej

2.2.3. Obciążenia klimatyczne

Obciążenie dachu śniegiem przyjęto jak dla II strefy obciążenia śniegiem w wartości S=0,9*0,8=0,72 kN/m^2

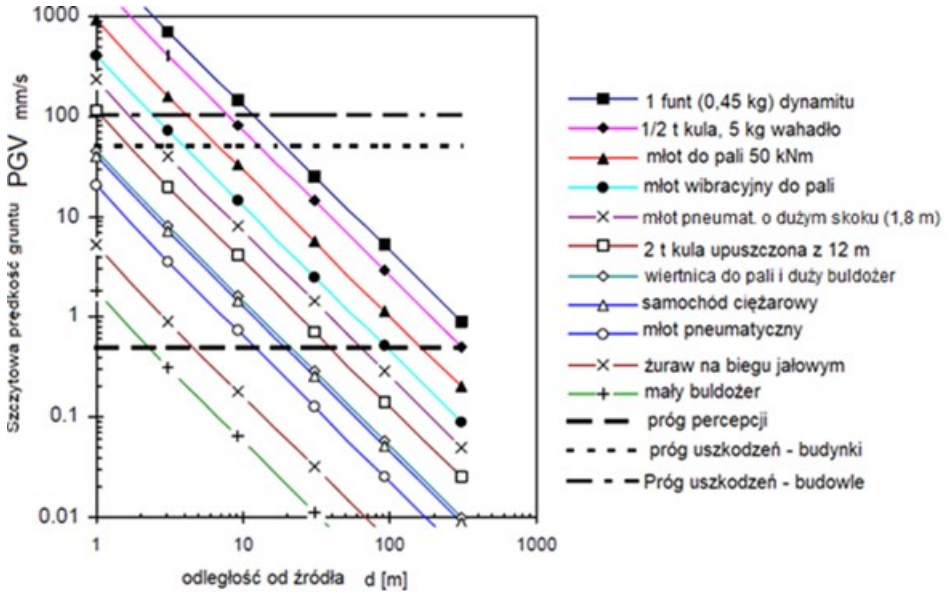
Obciążenie wiatrem pominięto ze względu na niewielką wysokość budynku i zamknięty charakter (praktyczny brak ssania w dół)

2.3. Obciążenia parasejsmiczne

W analizach od oddziaływań parasejsmicznych zastosowano metodę spektrum odpowiedzi zgodnie z normą [19].

2.3.1. Zależność oddziaływania dynamicznego od odległości X

Oddziaływania dynamiczne maleją wraz z odległością wymuszenia od ocenianego obiektu. Zależność tą dla szeregu wymuszeń obok budynków i obiektów budowlanych wraz z poziomami (progami) uszkodzeń zestawiono na Rys 3



Rys 3. Zależność szczytowej prędkości gruntu od odległości od źródła drgań wg [14]

W analizach prowadzonych metodą spektrum odpowiedzi podstawowym parametrem wymuszenia jest szczytowe przyśpieszenie gruntu pod budowlą a_{gR} [19] , w literaturze powszechnie znane jako PGA (Peak Ground Acceleration).

W celu oszacowania szczytowego przyśpieszenia gruntu PGA pod budowlą odległą o X [m] od źródła drgań najpierw ustalimy szczytową prędkość gruntu PGV na podstawie zależności podanych przez Wiss (1981) [14] i potwierdzonych w pracach [1], [6], oraz innych, a wynikających z prac Mayne i.in. [7], [8] w których przedstawiono formuły aproksymacyjne dla szczytowej prędkości drgań gruntu PGV w zależności od energii E i odległości od miejsca uderzenia X.

W pracy [1] zaproponowano zmodyfikowaną formułę, którą z zachowaniem oryginalnych jednostek, tzn: PGV w ips=cal/s = 25,4 mm/s; X – w stopach można przed-

stawić w postaci

$$PGV\ (ips) \leq \alpha \left(\frac{E^{0,2}}{X}\right)^{1,7} \quad (1),$$

gdzie:

$$\alpha = \begin{cases} 3\ \ średnio \\ \max 20\ (górna\ granica) \end{cases} \quad (2),$$

Energia uderzenia dla masy M spadającej z wysokości H wynosi

$$E = M \cdot H \quad (3),$$

, gdzie do wyrażenia (1) należy podstawiać: M – w tonach, H – w stopach (1 stopa = 0,305 m)).

Formuły (1) do (3) na użytek niniejszego opracowania przekształcono do układu jednostek SI tzn. PGV [mm/s], M [t], H [m]. Ze względów bezpieczeństwa przyjęto górną granicę współczynnika α = 20 którą wyznaczono na akceptowalnym poziomie ufności w korelacji z licznymi badaniami doświadczalnymi ([1], [14], [7], [8], [9]).

Uzyskano formułę:

$$PGV\ \left(\frac{mm}{s}\right) \leq 100 \cdot \left(\frac{E^{0,2}}{X}\right)^{1,7} \quad (4),$$

gdzie: $E = M \cdot H$ – M w tonach, H w metrach

Korelację pomiędzy szczytową prędkością gruntu PGV, a szczytowym przyspieszeniu gruntu PGA stanowiące mnożnik (wielokrotność) przyśpieszenia ziemskiego - przyjmiemy za pracą [9] jak dla stanu ustalonego modelu sinusoidalnego zgodnie z zależnością

$$PGA\ (g) = \frac{PGV \cdot (2\pi)^2}{T \cdot g} \quad (5),$$

gdzie (g) oznacza jednostkę wyniku (przyśpieszenie ziemskie)

T jest okresem drgań gruntu, które przyjmujemy jako okres drgań szczytowych dla spektrum odpowiedzi w gruncie zidentyfikowanym w podłożu budowli wg klasyfikacji podanej w normie [19].

Przykładowo dla zidentyfikowanego pod budynkiem nastawni podłoża typu B (pkt.2.3.3) $T=T_B$= 0,15 s.

2.3.2. Zastępcze wysokości uderzenia pociągu o prędkości V

W przypadku masy M poruszającej się poziomo z prędkością V w celu wyznaczenia zastępczej wysokości uderzenia , występującej w zależności (3) skorzystamy z zasady zachowania energii potencjalnej i kinetycznej:

$$E_p(= M \cdot g \cdot H) = \eta \cdot E_k \left(= M \cdot \frac{V^2}{2}\right) \qquad (6),$$

gdzie: ψ jest współczynnikiem sprawności przekształcenia energii kinetycznej E_k w potencjalną E_p

skąd uzyskamy równoważną wysokość H_v=H(V)

$$H_v = \eta \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \qquad (7),$$

gdzie g=9,81 m/s^2 – przyśpieszenie ziemskie

Przekształcenie energii kinetycznej pociągu w energię potencjalną następuje w skutek występowania imperfekcji toru, sztywności podtorza, efektu płaskiego koła i in. [2], ale tylko częściowo, bowiem część akumuluje się w energii szyn, podkładów, oraz tłumików (barier) drgań stosowanych na torach Pendolino w Polsce Współczynnik sprawności $\psi < 1$ przyjmiemy przez analogię do tłumienia obserwowanego pracy [5] na skutek zastosowania barier 0,2 + 0,1 na akumulację w podsypce, czyli ostatecznie w wysokości

$$\eta = 1 - 0{,}3 = 0{,}7$$

Przyjętą sprawność przekazywania energii ruchu w energię uderzenia po zakumulowaniu części energii w barierach i podsypce przyjęto przez analogię do współczynników tłumienia drgań raportowanych w dostępnych źródłach. Współczynnik tłumienia energii (sprawności η) powinien zostać potrwierdzony w odrębnych badaniach.

Zastępcze wysokości uderzenia uzyskane z zależności (7) dla prędkości ocenianych zestawów kolejowych w Psarach zestawiono w tab.1.

Tab.1. Zastępcze wysokości uderzenia analizowanych składów pociągów

Skład pociągu		V		η	H_V
Smb	Nazwa	km/h	m/s	-	m
S3b	Pasażerski 160 km/h	160	44,4	0,7	70
S3a	Pasażerski 200 km/h	200	55,6	0,7	110
S1	Towarowy	120	33,3	0,7	40
S2	Pasażerski 250 km/h	250	69,4	0,7	172
		T	0,15	s	

2.3.3. Rodzaj gruntu poddanego drganiom parasejsmicznym

Według archiwalnych (z roku 1955) badaniach geologicznych podłoża gruntowego pod nastawnią należy spodziewać się występowania glin zwałowych oraz gruntów skalistych wapienno-marglowych.

Stosownie do gruntów podłoża przyjęto **grunt kategorii B** zgodnie z klasyfikacją z tab. 3.1. normy Eurokod 8 [19], to znaczy „osady bardzo gęstego piasku, żwiru lub bardzo sztywna glina, co najmniej kilkadziesiąt metrów grubości, znamienne jest stopniowy wzrost mechaniczny właściwości z głębokością". W ten sposób przyjęto grunt bardziej podatny na drgania niż grunt rodzaju A (skały), ale stosunkowo mało odkształcalny.

2.3.4. Długości składów i odcinki korelacyjne

(a) Energia jednostykowa składów pociągu

W analizach przyjęto następujące długości całkowite składów L_i i ich masy całkowite M_{Ti}:

- dla składu S_1 : $L_1 = 45 \cdot 25 = 1125$ m (jeden wagon średnio 25 m), $M_{T1} = 3600$ t
- dla składu S_2 i S_3 : $L_2 = L_3 = 10 \cdot 24 = 240$ m (jeden wagon średnio 24 m), $M_{T2} = M_{T3} = 500$ t

W tab.2 zestawiono energię 1 mb pociągu. Wynika stąd, że oddziaływanie pociągu S1 (towarowego) nie jest sprawcze. Do dalszych analiz pozostawiono skład oceniany S2 i porównawczy S2a

Tab.2. Jednostkowa energia pociągu $e = m \cdot H_V$, gdzie $m = M_T/L_T$

Skład pociągu		Hv	M_T	L_T	m	e
Smb	Nazwa	m	t	m	t/m	t ·m /m
S3b	Pasażerski 160 km/h	70,5	500	240	2,08	146,82
S3a	Pasażerski 200 km/h	110,1	500	240	2,08	229,41
S1	Towarowy	39,6	3600	1125	3,20	126,85
S2	Pasażerski 250 km/h	172,1	500	240	2,08	358,45

(b) Średnie odległości pociągu dla odcinków korelacyjnych składu

Przeprowadzono pomocnicze oszacowania średniej odległości odcinka korelacyjnego pociągu, kolejno

- L_{k1} = 1 L_b (tyko na wysokości obiektu)
- L_{k3} = 3 L_b (trzy długości obiektu - spoza obiektu oddziałuje skład z odcinka równego długości)
- L_{k6} = 6 L_b (sześć odcinków obiektu – spoza obiektu oddziałuje skład z odcinków po 2,5 Lb przed i za obiektem)

Otrzymano średnie odległości składu od ścian obiektu zestawione w tab. 3

Tab.3. Odległości składu o odcinku korelacyjnym od budynku

L_k [· L_b]	X_k [m]
1	10
3	15,7
6	45,2

2.3.5. Przyspieszenia gruntu pod budynkiem

W tab.4 zestawiono szacunki szczytowego przyśpieszenia gruntu pod budynkiem uzyskane z zależności (5), (4).

Najniekorzystniejszym przypadkiem korelacji jest uwzględnienie tylko tego odcinka pociągu, który znajduje się na wysokości budynku. Uwzględnianie dalszych części składu nie jest celowe. Długość zestawu, wymiary oraz liczba wagonów okazały się nieistotne dla rozważanego zagadnienia.

Tab.4 Szczytowe przyśpieszenie gruntu AVG (= a_{gR}) (5), (4)

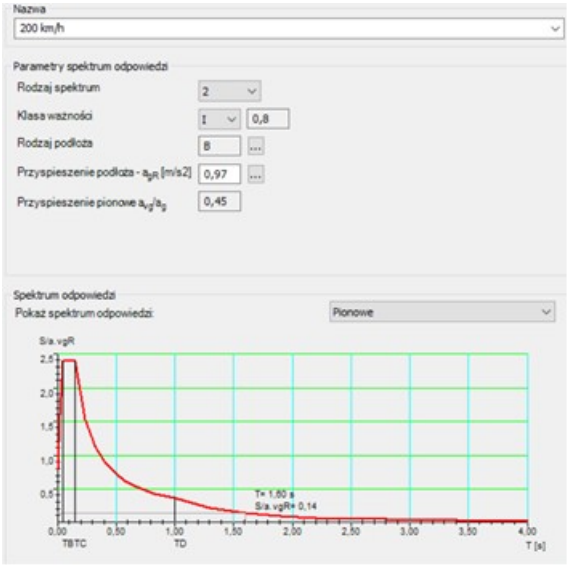
Skład pociągu		L_k		E=e· L_k	X	PGV	PGA
Smb	Nazwa	x Lb	m	t·m	m	m/s	g
S3a	Pasażerski 200 km/h	1	22	5047	10,0	0,036227	0,97
		3	66	15141	15,7	0,0244469	0,66
		6	132	30282	45,2	0,0051271	0,14
S2	Pasażerski 250 km/h	2	22	7886,0	10,0	0,0421629	1,13
		3	66	23657,9	15,7	0,0284526	0,76
		6	132	47315,9	45,2	0,0059671	0,16

Zwiększenie prędkości pociągu z 200 km do 250 powoduje zwiększenie obciążeń dynamicznych (mnożnika PGA) o 1,13 / 0,97 = 17%.

2.3.6. Klasa ważności konstrukcji i spektra odpowiedzi

Do obliczeń metodą spektrum odpowiedzi przyjęto spektrum normowe wg PN-EN 1998 [19]. Ponieważ drgania parasejsmiczne mają małą magnitudę M_s < 5,5; to zgodnie z zaleceniami [19] przyjęto widmo (spektrum) **typu 2** dla **5**% tłumienia.

W okresie projektowania i budowy budynku nastawni nie prowadzono rozróżnienia klasy ważności konstrukcji, więc dla stanu istniejącego przyjęto I klasę ważności (CC1) . Na Rys 4 przedstawiono odpowiadające spektrum odpowiedzi.

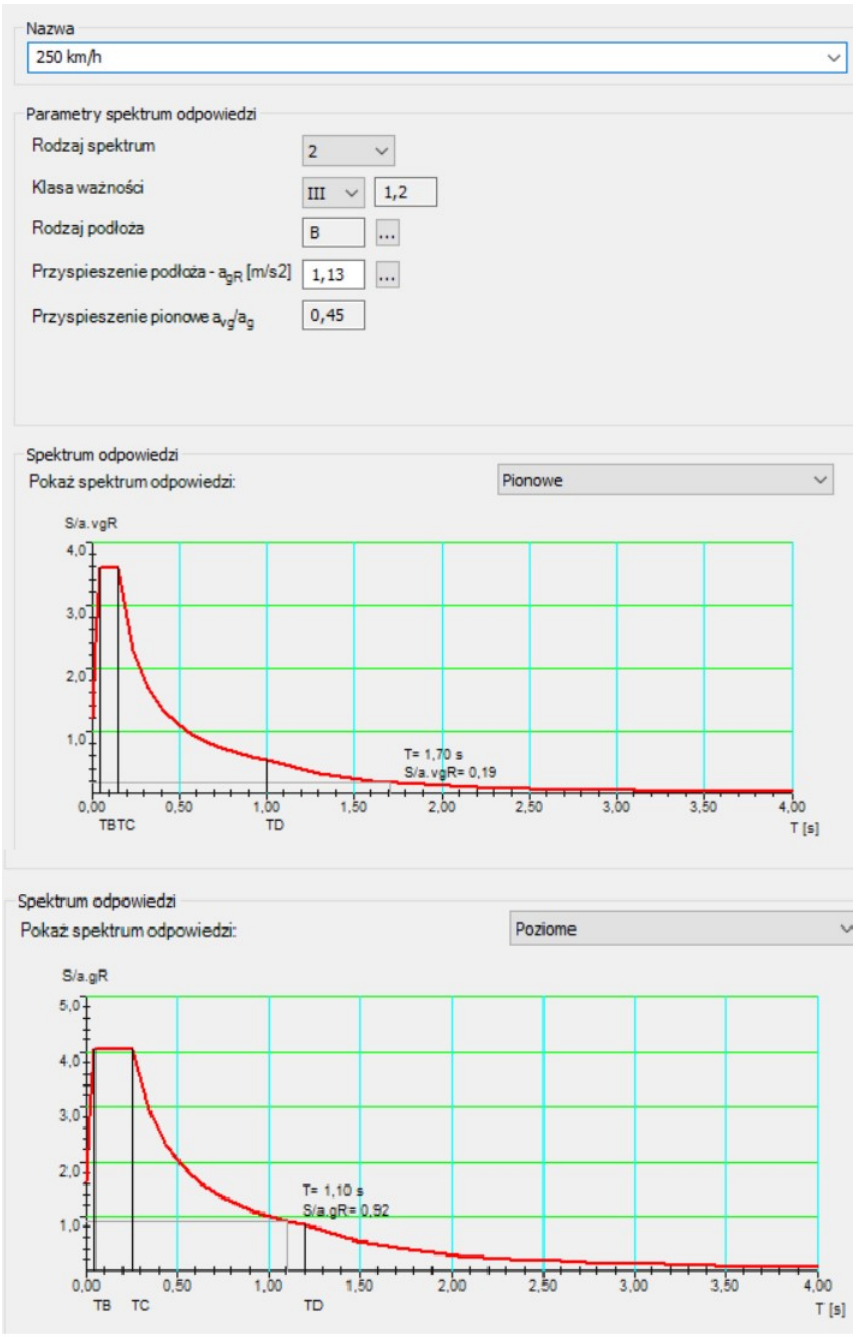


Rys 4. Spektrum odpowiedzi dla obecnej prędkości pociągu 200 km/h

Klasę ważności konstrukcji należy jednak przyjąć jako **III** , czyli wysoką - odpowiadającą klasie CC3 zgodnie z tab. normą [10] (jak dla wysokiego zagrożenia życia ludzkiego bardzo dużych konsekwencji ekonomiczne, społecznych lub środowiskowych). Tak wysoką klasę ważności należy przyjąć nie ze względu na złożo-

ność budynku tylko ze względu na urządzenia kolejowe sterujące ruchem i duże konsekwencje ich awarii, mogącej doprowadzić do katastrofy kolejowej.

Na Rys 5 pokazano wykres poziomych i pionowych spektrów odpowiedzi przyjętych jako obciążenie dla budynku nastawni dla przypadku docelowej prędkości pociągu 250 km/h.

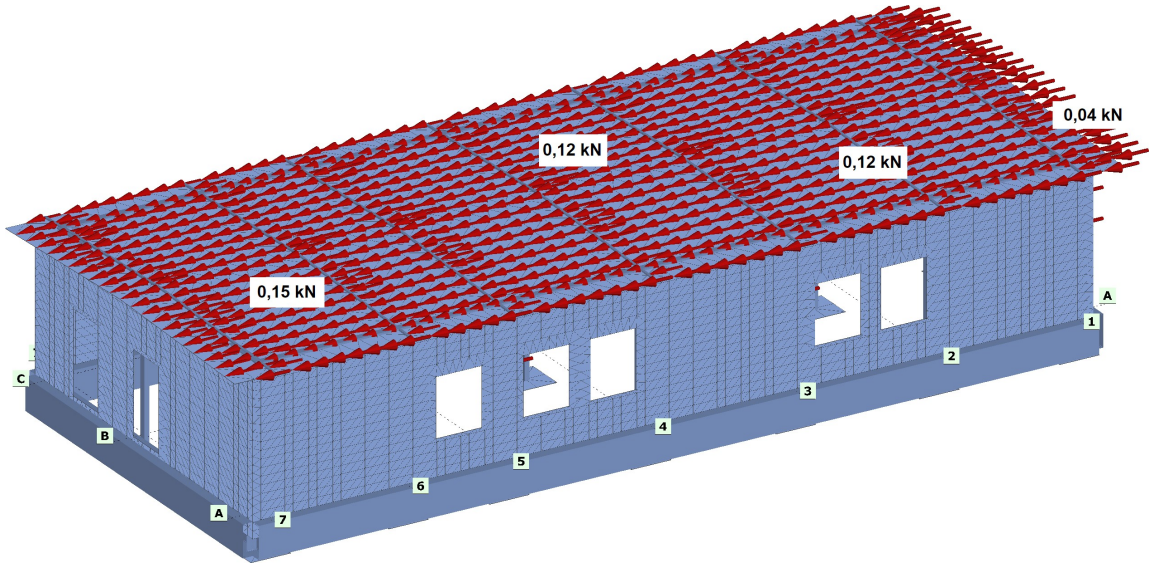


Rys 5. Spektrum odpowiedzi dla docelowej prędkości 250 km/h

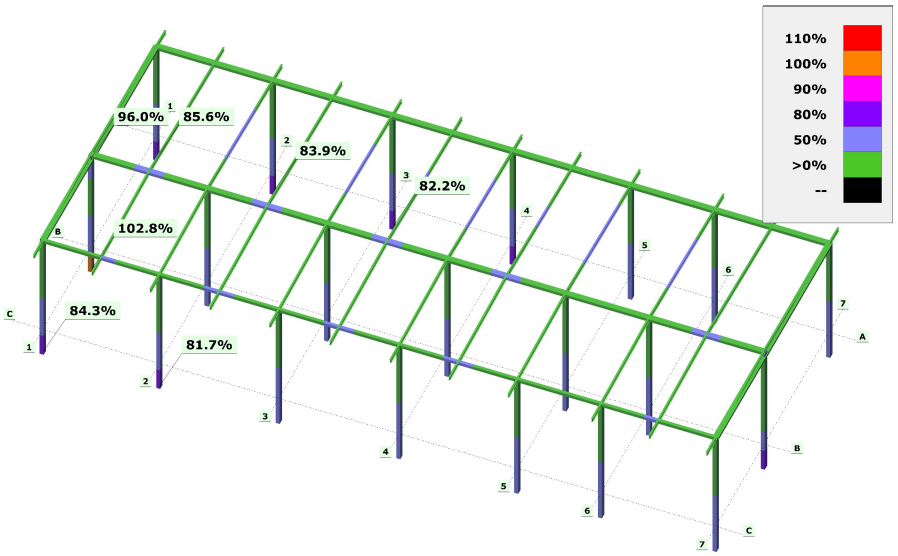
3. Obciążenia dynamiczne i wytężenie budynku

3.1. Stan istniejący: pociągi v=200 km/h

Na Rys 6 ukazano siły dynamiczne wywołane ruchem pociągu, a na Rys 7 wytężenie szkieletowej konstrukcji stalowej pod najniekorzystniejszym działaniem obciążeń stałych, użytkowych, klimatycznych i parasejsmicznych.



Rys 6. Siły dynamiczne w płaszczyźnie połaci wywołane ruchem pociągu v=200 km/h

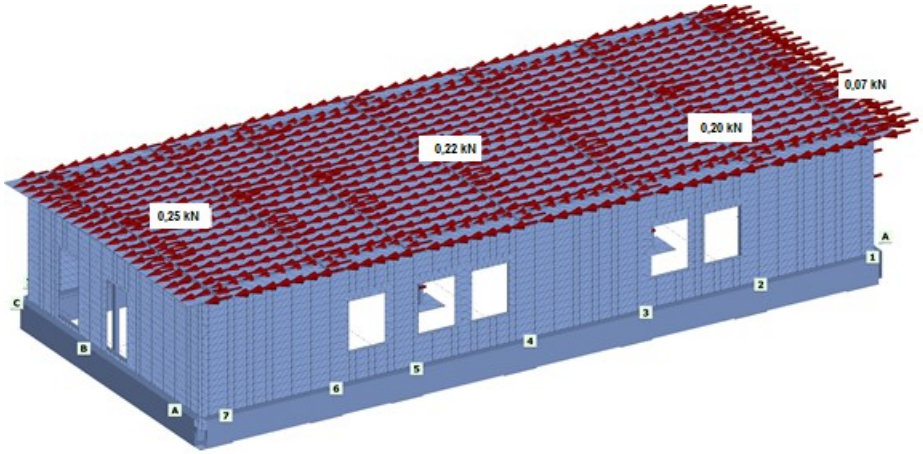


Rys 7. Wytężenie szkieletowej konstrukcji stalowej uwzględniające ruch pociągu v=200 km/h

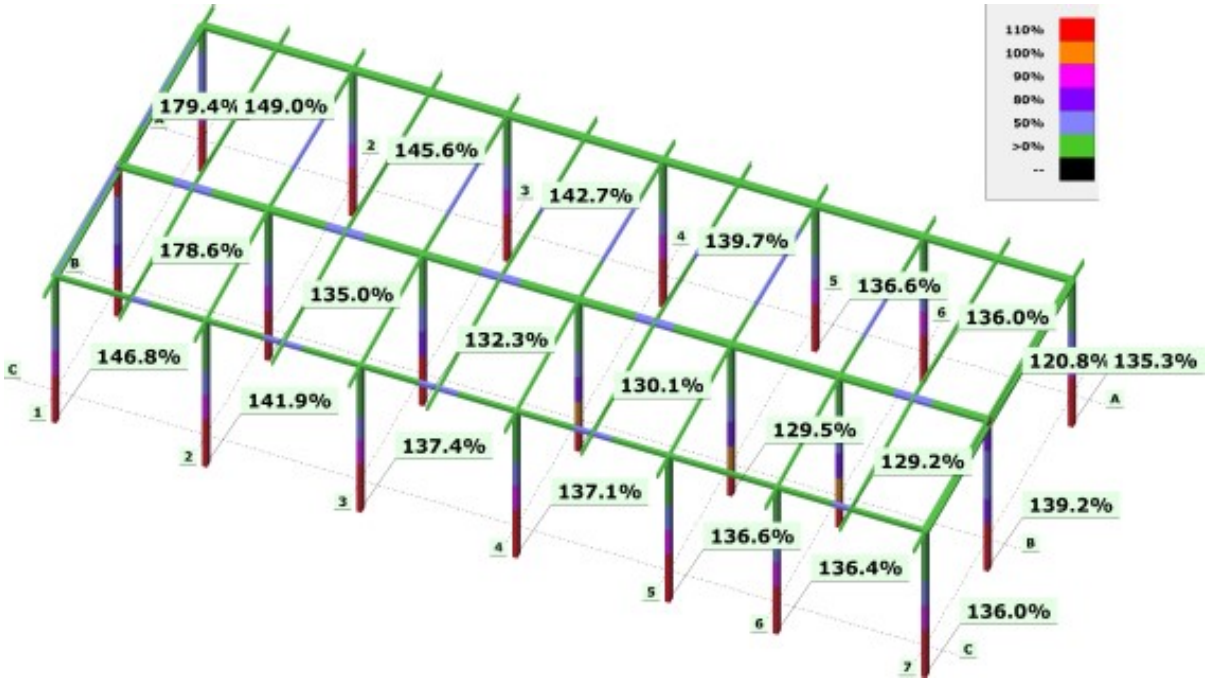
3.2. Stan prognozowany pociągi v=250 km/h

Na Rys 8 ukazano siły dynamiczne wywołane ruchem pociągu, a naRys 9 na wytężenie szkieletowej konstrukcji stalowej pod najniekorzystniejszym działaniem obcią-

żeń stałych, użytkowych, klimatycznych i parasejsmicznych.



Rys 8. Siły dynamiczne w płaszczyźnie połaci wywołane ruchem pociągu v=250 km/h



Rys 9. Wytężenie szkieletowej konstrukcji stalowej uwzględniające ruch pociągu v=250 km/h

4. Uwagi i wnioski

1. Po wprowadzeniu ruchu pociągów o prędkości 250 km/h - stwierdza się istotne przekroczenie wytężenia konstrukcji nastawni w Psarach. Budynek zostanie wprowadzony w stan zagrożenia katastrofą budowlaną.

2. Doprowadzenie budynku do stanu, w którym jego eksploatacja nie stwarzałaby zagrożenia awarią budowlaną, a nawet katastrofą kolejową, wymagałoby przebudowy budynku. Ze względu na występowanie wielu miejsc w których wytrzymałość jest zagrożona - zakres przebudowy powinien w zasadzie dotyczyć całości szkieletowej konstrukcji stalowej.

3. Budynek nastawni został wykonany w dawnych latach w standardach istotnie odbiegających od współczesnych wymagań i zapewne w klasie ważności I wg normy sejsmicznej [19] , co odpowiada CC1 wg Eurokodu podstawowego [15], a nie w klasie odpowiedniej do zapewnienia bezpieczeństwa i bezawaryjności urządzeń nastawni, czyli w klasie ważności III (CC3). Wskazuje to na mniejszą od wymaganej niezawodność w stopniu 1,2/0,8=1,5, czyli o 50% zaniżoną. Na zaniżenie wymagań wskazują wprost liczne rysy i pęknięcia elementów budowlanych, a także obliczenia dynamiczne przeprowadzone w niniejszej opinii (wniosek 5).

4. Pod łącznym działaniem obciążeń dynamicznych (parasejsmicznych) z obciążeniami stałymi, użytkowymi i klimatycznymi, obserwuje się graniczne wytężenie prętów istniejącej konstrukcji stalowej w stanie aktualnym tzn. podczas przejazdu zestawu kolejowego z prędkością 200 km/h przy założeniu , że budynek jest w niskiej klasy ważności I wg [19].

   Przekroczenie wytężenia o 3% jest miejscowe i mogłoby być dopuszczone, ale na skutek wielokrotnie cyklicznych obciążeń może doprowadzić do zmęczenia konstrukcji lub propagować na pokrycie, ściany wewnętrzne oraz zewnętrzne i objawiać się zarysowaniami lub nawet pęknięciami murów.

   Po przeprowadzeniu obliczeń dla III klasy ważności stwierdzono, że przekroczenie naprężeń nastąpiłoby w wielu miejscach konstrukcji, co wskazywałoby , że już obecnie należałaby przeprowadzić wzmocnienie lub przebudowę zgodnie z wnioskiem 2.

5. Po zwiększeniu prędkości pociągów do 250 km/h i przyjęciu, że budynek jest w III klasie ważności - stwierdza się przekroczenie wytężenia konstrukcji stalowej w wielu miejscach pokazanych na Rys 9. Praktycznie wszystkie słupy do połowy wysokości oraz słupy ram skrajnych przy głowicach wymagałyby wzmocnienia lub wymiany.
6. W ramach niniejszej opinii przeprowadzono również analizę wytężenia ścian zewnętrznych w trzech mechanizmach niszczenia konstrukcji murowych (ściskanie, ścinanie, rozciąganie przy zginaniu). Stwierdzono, że niebezpieczeństwo pękania murów występuje już przy prędkości pociągu 200 km/h i wzrasta o ok. 20% przy wzroście prędkości do 250 km/h. Szczegółowe wyniki pozostawiono w archiwum. Nie są one bowiem decydujące wobec istotnego przekroczenia wytrzymałości szkieletu stalowego i wprowadzenia konstrukcji w stan zagrożenia, awarię lub katastrofę.
7. W niniejszej opinii przeprowadzono analizę wpływu pociągów dużej prędkości przejeżdżających w pobliżu istniejących budynków nastawni w Psarach na bezpieczeństwo tego budynku. Zastosowano metodę spektrum odpowiedzi wg normy europejskiej PN-EN 1998-1 dostosowanej do analiz sejsmicznych, co stanowi nowe podejściu do tematu wpływu pociągów na bezpieczeństwo budowli. Dotychczas w Polsce stosowano klasyczne analizy dynamiczne, zmierzające do wyznaczenia współczynników dynamicznych [4] lub dopuszczalnych drgań określonych w przestarzałej normie PN-85/B/02170 z zastosowaniem skal wpływów dynamicznych, [12], [13].

Leszek Chodor

31-08-2020

5. Literatura

[1] Amick H., Gendreau M., ***Construction Vibrations and Their Impact on Vibration-Sensitive Facilities,*** ASCE Construction Congress 6, Orlando, Florida, February 22, 2000,

[2] Bednarek W., ***Wpływ nacisku koła pojazdu i powstających imperfekcji podparcia bezstykowego toru kolejowego na jego pracę podczas eksploatacji,*** Przegląd komunikacyjny, 10, 2018

[3] De Vos Satis i in., Railay induced Vibration. State of art report, International Union of Railways, November 2017

[4] Gnyp K., ***Wpływ przejeżdżających pociągów w sąsiedztwie projektowanego obiektu na obiekt oraz na przebywających w nim ludzi i urządzenia techniczne,*** Budownictwo i Architektura 13(1) (2014) s. 29-40

[5] Hilderbrand R., ***Countermeasures against Railway Ground and Track.*** Doctoral Thesis, Department of Vehicle Engineering, Stockholm, 2001,

[6] Kim K., Karlson M.J., Duhee P., ***An evaluation of ground vibrations induced by heavy free-falling structural elements,*** International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. 2, San Diego California, 2010, Paper Paper No. 1.35a

[7] Mayne P., ***Ground vibrations during dynamic compaction***, Proc. of Sym. by the Geo. Engrg. Div. ASCE, Convention, Detroit, Mich., 1985 pp. 247-265,

[8] Mayne, P., Jones, J. and Dumas, J. [1984]. ***Ground response to dynamic compaction***, Journal of Geotechnical Engineering 1984, No. 110, pp. 757-774.

[9] Priestley M.J.N., Calvi G. M., Kowalsky M.J. ***Displacement-Based Seismic Design of Structures,*** IUSS Press, Pavia, ITALY, 2007

[10] Schuessler-Plan Inżynierzy sp. z o, o. Inwentaryzacja budynku nastawni w Psarach, 2020

[11] Sędek M, Naczelnik Działu Eksploatacji i Infrastruktury Pasażerskiej, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. Informacje o ruchu pociągów na CMK w Psarach, obok nastawni, E-mail z dnia 26-08-2020

[12] Stecz P., Wpływ działania na budynki długotrwałych obciążeń dynamicznych generowanych przejazdami pociągów metra. Praca doktorska, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2014

[13] Tatara T., Kożuch B***., The environmental impact of the vibration induced by the passage of trains at various speeds***, Procedia Engineering 199 (2017) p. 2693–2698

[14] Wiss, J.***Construction vibrations: state-of-the-ar***t, Journal of the Geotechnical Engineering Division. 1981, No. 107, pp.167-181,

[15] **PN-EN 1990:2004. Eurokod 0**, Podstawy projektowania konstrukcji.

[16] **PN-EN 1991-1-1:2004**. Eurokod 1, Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1. **Oddziaływania ogólne** : ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.

[17] **PN-EN 1991-1-4:2008**. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje -- Część 1-4: Oddziaływania ogólne - **Oddziaływania wiatru**

[18] **PN-EN 1991-1-3:2010.** Eurokod 1 -- Oddziaływania na konstrukcje -- Część 1-3: Oddziaływania ogólne - **Obciążenie śniegiem**

[19] **PN-EN 1998-1: 2004**, Eurokod **8**. Część 1: **Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym**. Ogólne zasady, działania sejsmiczne i reguły dla budynków (w języku angielskim)

[20] ***Program do obliczeń konstrukcji***. Consteel,w.14, Consteel 2020.