

Deformácie výškovej budovy s uvažovaním vplyvu podlažia

Oľga Ivánková¹
Janka Kováčiková²

¹ Katedra stavebnej mechaniky; Stavebná fakulta, STU Bratislava, Radlinského 11, 813 68 Bratislava; olga.ivankova@stuba.sk

² Katedra stavebnej mechaniky; Stavebná fakulta, STU Bratislava, Radlinského 11, 813 68 Bratislava; janka.kovacikova@stuba.sk

Grant: 1/1186/12

Názov grantu: Optimálny návrh konštrukcií z hľadiska analýzy porúch stavieb a stavebných konštrukcií s dôrazom na aspekty spoľahlivosti a životnosti konštrukcií

Oborové zamčrení: Stavebníctví

© GRANT Journal, MAGNANIMITAS Assn.

Abstrakt V tomto príspevku bola opísaná staticko- dynamická analýza výškovej budovy a vplyv podlažia na jej deformácie, jej vlastnú frekvenciu, na prenos a odolnosť voči seizmickým účinkom. Na porovnanie a posúdenie výsledkov staticko-dynamickej analýzy boli použité dva 3D modely, ktoré boli vypracované v programe Scia Engineer.

Kľúčové slová deformácia, frekvencia, základy, podlažie

1. ÚVOD

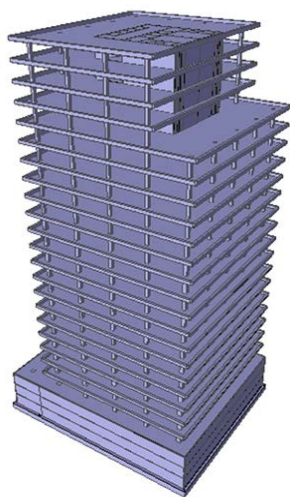
V minulosti bolo možné získať informácie o správaní sa konštrukcií pod vplyvom statického a dynamického zaťaženia výškových budov len za pomoci náhradných modelov konštrukcií ako napr.: konzoly, rovinné rámy,... V súčasnej dobe existuje už celá rada postupov pri samotnom návrhu, ako aj analýze a posudzovaní stavebných konštrukcií.

Vývoj analytických metód stavebných konštrukcií výrazne ovplyvnil rozvoj výpočtovej techniky, čo umožnilo projektantom prekonať veľkú radu neriešiteľných problémov.

V súčasnej dobe výpočtová technika umožňuje tvorbu 3D modelov, ktoré sa čoraz viac približujú skutočnej konštrukcii, jej zaťaženiu, konštrukčnému riešeniu, materiálu, podlažiu. Pre projektantov je stále aktuálna tiež otázka vplyvu základových pomerov na správanie sa konštrukcie pod vplyvom zaťaženia od vetra, resp. od seizmických účinkov, ktorej sa v tomto príspevku venujeme.

2. MODEL KONŠTRUKCIE

Jednalo sa o výškovú administratívnu budovu navrhnutú ako monolitickú skeletovú konštrukciu so stužujúcim jadrom a stĺpmi po obvode. Stĺpy boli po výške rozdelené do troch rozmerových skupín. Budova mala navrhnuté tri podzemné podlažia



Obr. 1 Axonometria

a dvadsaťjeden nadzemných podlaží. Celková výška objektu bola 75,6 m, maximálny pôdorysný rozmer 45,5m x 37,7 m.

Objekt bol založený na základovej doske hrúbky 1200 mm. V mieste stužujúceho jadra bola kvôli zosilneniu hrúbka navrhnutá hrúbka 1700 mm. Konštrukčná výška suterénnych podlaží bola 3300mm. Konštrukčná výška prvého nadzemného podlažia bola 4000 mm a ostatných podlaží 3600 mm.

V mieste stužujúcich jadri boli použité železobetónové steny hrúbky 300mm, 250mm, 200mm a 150mm. Do 6.NP boli navrhnuté stĺpy štvorcového tvaru rozmeru 900 mm, od 7.NP do 15.NP rozmeru 700 mm a od 16.NP po 21.NP rozmeru 550mm.

Schodiskové dosky boli hrúbky 270 mm. Po okraji stropnej bezprievlakovej dosky v nadzemnej časti hrúbky 270 mm je navrhnutý okrajový nosník rozmerov 650mm x 450mm. Stropná doska v suteréne je navrhnutá hrúbky 300 mm.

3. CHARAKTERISTIKA VÝPOČTOVÝCH MODELOV

Pre statickú analýzu konštrukčného modelu bolo použité zaťaženie s najnepriaznivejšou kombináciou stáleho, občasného zaťaženia a zaťaženie od vetra, pre dynamickú analýzu najnepriaznivejšia kombinácia vlastnou hmotou, hmotou premenného zaťaženia a seizmickým zaťažením podľa príslušných Eurokódov.

Podľa STN EN 1991-1-4 pri zaťažení vetrom bola uvažovaná hodnota základnou rýchlosťou vetra 26m/s, budova preto bola umiestnená v kategórii terénu IV.

Podľa STN EN 1998-1 navrhovaná budova patrí do II. kategórie významnosti a je založená na podlaží typu B v seizmickej oblasti číslo 4 s návrhovým zrýchlením $a_g = 3 \text{ m/s}^2$.

Boli uvažované dve alternatívy uloženia konštrukcie do podlažia, a to: prvá alternatíva bolo votknutie a druhá alternatíva bola pružné Winklerovo podlažie. Koeficient ložnosti pri statickom zaťažení pre Alt.2 bol určený zo vzťahu :

$$k = \frac{p}{s} \left[\frac{MN}{m^3} \right] \quad (1)$$

kde je p -kontaktné napätie v základovej škáre $[kN/m^2]$, s -sadnutie základovej dosky $[m]$.

V smere osi z mal hodnotu $k_z = 8,434 \text{ MN/m}^3$ a pre smer x a y bola uvažovaná polovičná hodnota koeficientu ložnosti v smere osi z ,

čiže $k_x = k_y = 4,242 \text{ MN/m}^3$. Pri dynamickom zaťažení bol uvažovaný koeficient ložnosti podľa vzťahu:

$$k_z = \frac{E_{dyn}}{(1-\nu^2)} \left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \right] \quad (2)$$

kde je E_{dyn} - modul pružnosti pri dynamickom zaťažení [MPa], ν - Poissonova konštanta[-].

Potom koeficient ložnosti mal hodnotu $k_z = 21,347 \text{ MN/m}^3$ a pri uvažovaní polovičnej hodnoty koeficienty ložnosti pre smer x a y boli $k_x = k_y = 10,178 \text{ MN/m}^3$. Zvýšením koeficientu ložnosti pri dynamickom zaťažení sa zohľadňuje určité spevnenie pôdy pri dynamickom pôsobení.

4. ANALÝZA VÝSLEDKOV RIEŠENIA

4.1 Statická analýza

Pri statickej analýze s použitím najnepriaznivejšej kombinácie statického zaťaženia boli porovnávané hodnoty maximálnych premiestnení pre jednotlivé smery deformácie konštrukcie. Výsledky maximálnych deformácií sú uvedené v tab.4.1.1 - 4.1.3 a graf. 4.1.1 - 4.1.2.

Zaťaženie	Smer pôsobenia zaťaženia	Tuhosť podložia [MN/m ³]	Maximálne hodnoty deformácií [mm]
vietor	max. X	∞	15,2
	min. X		19,9
	max. Y		13,6
	min. Y		3,9

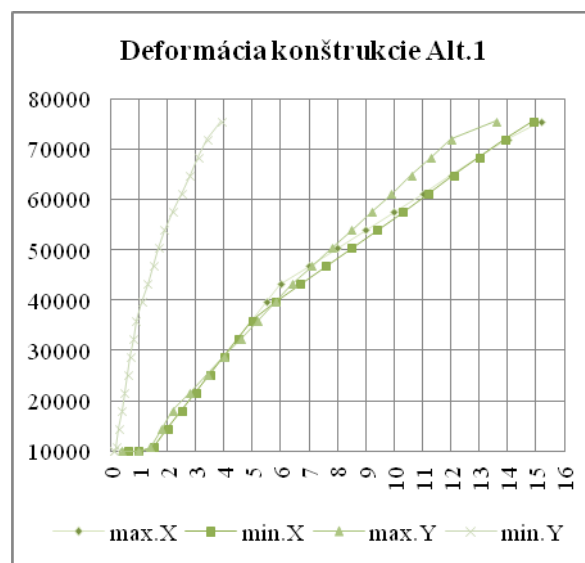
Tab. 4.1.1 Maximálne hodnoty deformácií pri statickom zaťažení pre Alt.1

Zaťaženie	Smer pôsobenia zaťaženia	Tuhosť podložia [MN/m ³]	Maximálne hodnoty deformácií [mm]
vietor	max. X	8,48	35,1
	min. X		28,5
	max. Y		23,6
	min. Y		5,5

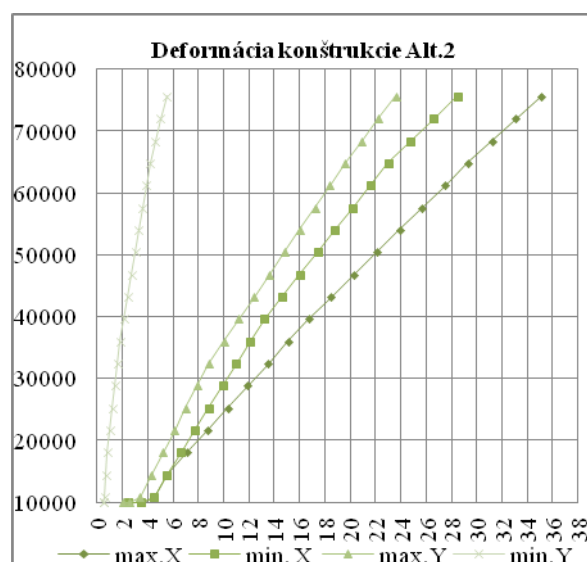
Tab. 4.1.2 Maximálne hodnoty deformácií pri statickom zaťažení pre Alt. 2

Zaťaženie	Smer pôsobenia zaťaženia	Tuhosť podložia [MN/m ³]		Maximálne hodnoty deformácií [mm]		Nárast deformácií [mm]
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 1	Alt. 2	
vietor	max. X	∞	8,48	15,2	35,1	19,9
	min. X			19,9	28,5	8,6
	max. Y			13,6	23,6	10,0
	min. Y			3,9	5,5	1,6

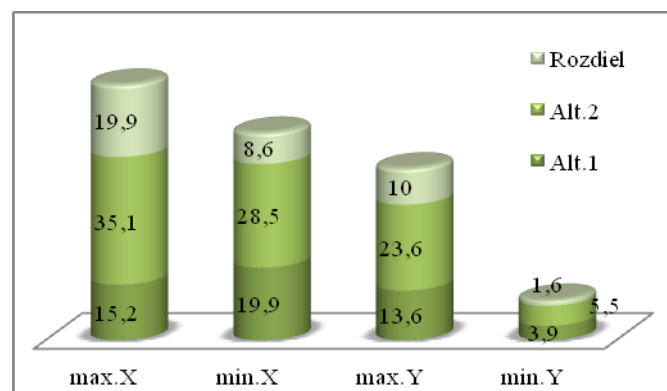
Tab. 4.1.3 Maximálne hodnoty deformácií pri statickom zaťažení pre alt. 1 a 2 (nárast deformácií)



Graf. 4.1.1 Maximálne hodnoty deformácií pri statickom zaťažení pre Alt.1



Graf. 4.1.2 Maximálne hodnoty deformácií pri statickom zaťažení pre Alt.2



Graf. 4.1.3 Porovnanie nárastu deformácií pri statickom zaťažení pre Alt.1 a Alt.2

Dynamická analýza

Pri kombinácii statického a dynamického zaťaženia použitej v dynamickej analýze boli taktiež porovnávané hodnoty maximálnych posunov pre jednotlivé smery.

Boli porovnávané dve alternatívy, a to konštrukcia votknutá do podlažia (Alt.1) a konštrukcia na pružnom podlaží (Alt.2).

Pre pružné podlažie je v tomto prípade použitý dynamický koeficient ložnosti s hodnotou $k_z = 21,347 \text{ MN/m}^3$ a $k_x = k_y = 10,178 \text{ MN/m}^3$.

Výsledky sú zhrnuté v tabuľkách 4.2.1 a 4.2.3 a na grafoch 4.2.1 a 4.2.2.

Zaťaženie	Smer pôsobenia zaťaženia	Tuhosť podlažia [MN/m^3]	Maximálne hodnoty deformácií [mm]
seizmicita	max. X	∞	18,40
	min. X		35,00
	max. Y		24,70
	min. Y		29,80

Tab. 4.2.1 Maximálne hodnoty deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt.1

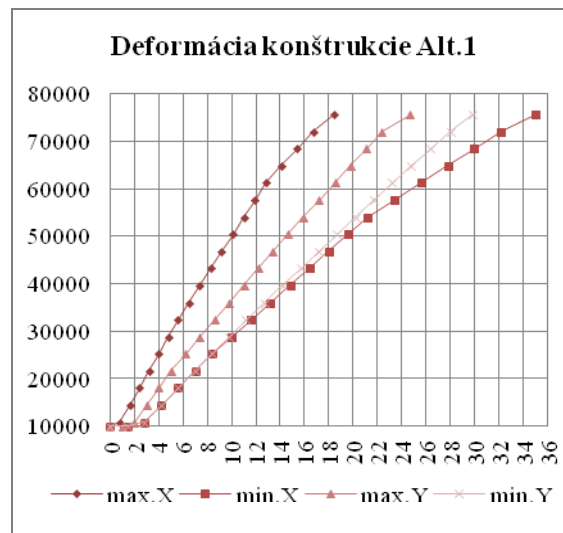
Zaťaženie	Smer pôsobenia zaťaženia	Tuhosť podlažia [MN/m^3]	Maximálne hodnoty deformácií [mm]
seizmicita	max. X	$k_z=21,437$; $k_y=k_x=10,718$	22,5
	min. X		44,1
	max. Y		28,8
	min. Y		38,8

Tab. 4.2.2 Maximálne hodnoty deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt. 2

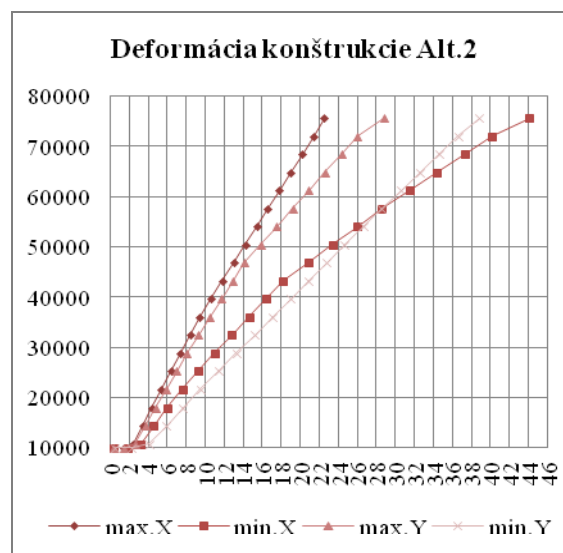
Porovnanie deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt.1 (votknutie) a Alt.2 (pružné podlažie) je v tabuľke 4.2.3 a na grafe 4.2.3.

Zaťaženie	Smer pôsobenia zaťaženia	Tuhosť podlažia [MN/m^3]		Maximálne hodnoty deformácií [mm]		Nárast deformácií [mm]
		Alt. 1	Alt. 2	Alt. 1	Alt. 2	
seizmicita	max. X	∞	$k_z=21,437$; $k_y=k_x=10,718$	18,40	22,50	4,10
	min. X			35,00	44,10	9,10
	max. Y			24,70	28,80	4,10
	min. Y			29,80	38,80	9,00

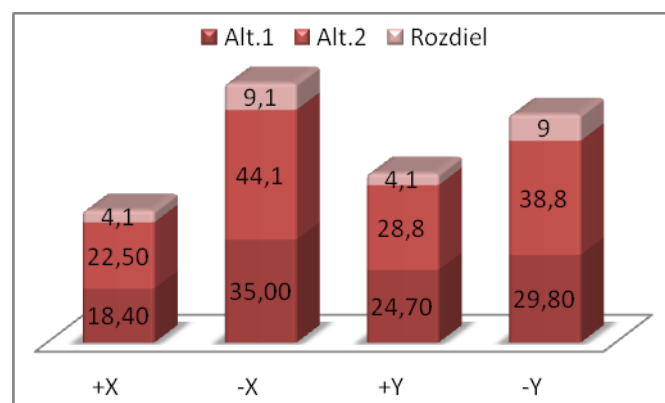
Tab. 4.2.3 Maximálne hodnoty deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt. 1 a 2 (nárast deformácií)



Graf. 4.2.1 Maximálne hodnoty deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt.1



Graf. 4.2.2 Maximálne hodnoty deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt.2



Graf. 4.2.3 Porovnanie nárastu deformácií pri dynamickom zaťažení pre Alt.1 a Alt.2

4.2 Modálna analýza

Vo výpočte modálnej analýzy bolo vypočítaných prvých 30 vlastných tvarov vo frekvenčnom rozsahu od 0 Hz do 33 Hz. Modálna analýza bola aplikovaná na prípad dvoch alternatív. Pre približný výpočet bolo použité votknutie konštrukcie (Alt.1) a pružné podložie (Alt.2), ktoré malo za účel priblížiť vplyv interakcie konštrukcie a podložia na vlastné frekvencie. Výsledky sú zahrnuté v tab.4.3.1 a 4.3.2.

n	f [Hz]	n	f [Hz]	n	f [Hz]	n	f [Hz]	n	f [Hz]
1	0,69	7	3,63	13	4,38	19	6,02	25	6,78
2	0,70	8	3,72	14	4,51	20	6,32	26	7,02
3	1,25	9	3,90	15	4,94	21	6,43	27	7,04
4	2,47	10	3,98	16	5,28	22	6,48	28	7,12
5	2,92	11	4,04	17	5,73	23	6,63	29	7,14
6	3,06	12	4,17	18	5,91	24	6,77	30	7,19

Tab. 4.3.1 Vlastné frekvencie pre Alt.1- votknutie

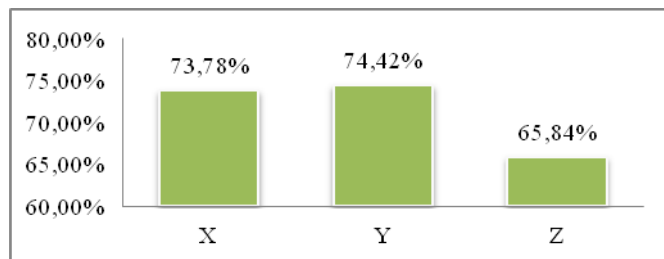
n	f [Hz]	n	f [Hz]	n	f [Hz]	n	f [Hz]	n	f [Hz]
1	0,54	7	3,16	13	4,35	19	5,82	25	6,77
2	0,54	8	3,58	14	4,38	20	5,98	26	6,84
3	1,23	9	3,66	15	4,97	21	6,33	27	6,94
4	2,39	10	3,78	16	5,22	22	6,34	28	7,03
5	2,71	11	3,90	17	5,66	23	6,56	29	7,07
6	2,82	12	4,17	18	5,77	24	6,74	30	7,12

Tab. 4.3.2 Vlastné frekvencie pre Alt.2 – pružné podložie

Zaujímavým poznatkom je tiež aj zhodnotenie podielov kmitajúcej hmoty, ktoré prislúchajú najnepriaznivejším vlastných frekvencií konštrukcie pre jednotlivé smery kmitania. Tieto sú zoradené v tab. 4.3.3, 4.3.4. a graficky znázornené v grafoch 4.3.1 a 4.3.2.

n	ω [rad/s]	T [s]	f [Hz]	W_{xi}/W_{xtot} [%]	W_{yi}/W_{ytot} [%]	W_{zi}/W_{ztot} [%]
1	4,31	1,46	0,69	50,52%	2,80%	0,01%
2	4,37	1,44	0,70	2,83%	49,98%	0,00%
2	40,712	0,1543	6,4794	0,06%	0,00%	20,45%

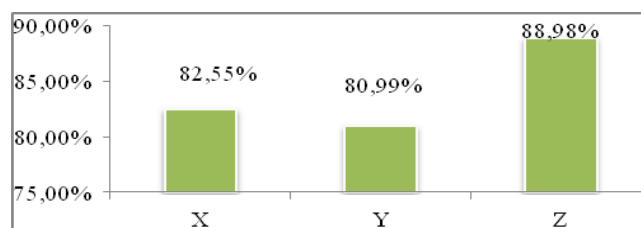
Tab. 4.3.3 Najnepriaznivejšie frekvencie - Alt. 1 (votknutie) a im prislúchajúce podiely kmitajúcej hmoty



Graf 4.3.1 Celkový percentuálny podiel kmitajúcej hmoty pre smery X, Y, Z (30 vlastných tvarov); Alt. 1

n	ω [rad/s]	T [s]	f [Hz]	W_{xi}/W_{xtot} [%]	W_{yi}/W_{ytot} [%]	W_{zi}/W_{ztot} [%]
1	3,3884	1,8543	0,5393	0,03%	54,80%	0,00%
2	3,4181	1,8382	0,544	54,66%	0,02%	0,01%
7	19,8523	0,3165	3,1596	0,01%	0,10%	63,24%

Tab. 4.3.4 Najnepriaznivejšie frekvencie -Alt. 2 (pružné podložie) a im prislúchajúce podiely kmitajúcej hmoty



Graf 4.3.2 Celkový percentuálny podiel kmitajúcej hmoty pre smery X, Y, Z (30 vlastných tvarov); Alt. 2

5. ZÁVER

Budova dokonale votknutá do tuhého podložia (Alt.1) vyhovela požiadavkám normy na limitné hodnoty medzipodlažných posunov a aj na limitnú hodnotu celkového posunu. Na tieto posúdenie takisto vyhovela aj konštrukcia namodelovaná na pružnom type podložia (Alt.2). Pri dynamickom zaťažení konštrukcie vyhoveli obe alternatívy na požiadavky normy. Zo zaťaženia od vetra a od seizmicity nepriaznivejšie vyšlo zaťaženie od seizmických účinkov. Z posudzovaných alternatív to bola alternatíva 2, čiže alternatíva na namodelovanom pružnom Winklerovom modeli podložia. Najnepriaznivejšie zaťaženie pôsobí na konštrukciu v smere X.

Zdroje

1. Manuál SCIA ENGINEER
2. Ivánková, O., Javorek, T.: Static and dynamic Analysis of the highrise Building - Comparison of computing Results obtained using various software Systems. International Conference VSU'2005, SOFIA 2005, p. 108-111.
3. Melcer, J.:Dynamické charakteristiky diaľničného mosta pre horizontálny smer zaťaženia. Konferencia nauko - technická. Aktuálne problémy nauko - badawcze budownictwa. Poland, Olsztyn - Łańsk, 2002, SPWE, Olsztyn, 2002, p. 481 - 488.
4. Jendželovský, N. - Modelovanie základových konštrukcií v MKP. Bratislava : STU v Bratislave, 2009. s. 15, 78-79.