

Prax vo využívaní MKP pri statickom výpočte výškových budov

Ing. Daniel Bukov

OK TEAM autorizovaný inžinier , Bratislava

Abstrakt

Príspevok sa zoberá niektorými praktickými skúsenosťami s využívania MKP v statickom riešení výškových budov. Statickým riešením je chápané komplexné riešenie odolnosti výškovej budov z hľadiska odolnosti voči mechanickému namáhaniu ,a preukázania spoľahlivosti z pohľadu využívania výškovej budovy. Diskutovaný je vzťah výpočtového modelu s ohľadom na špecifický charakter výškových budov, z hľadiska interakcie s podlažím, riešenia odozvy na statické a dynamické zaťaženie a vyhodnotenia výsledkov. Príspevok sa sústreďuje aj na možnosti praktického zhodnotenia výsledkov riešenia jednoduchými približnými vzťahmi a porovnaniami.

Kľúčové slová

Výšková budova, MKP, odozva

1. Úvod

Pojem výšková budova nie je možné z hľadiska súčasnosti jednoznačne vymedziť. V tomto príspevku sa diskutujú problémy navrhovania výškových budov v takpovediac merítkach súčasnej bežnej praxe keď za výškovú budovu projektanti zvyknú považovať budovu od 10 zemných podlaží do 35 nadzemných podlaží . Z materiálového hľadiska sú nosné konštrukcie tvorené z ocele , železobetónu resp ich kombinácie. Nosný systém pre horeuvedené výškové budovy býva tvorený skeletovou konštrukciou alebo nosným železobetónovým resp. oceľovým jadrom kombinovaným so stĺpmi.

Základnými problémom , ktorý je pre výškové budovy potrebné riešiť je prenos pomerne veľkých zvislých zaťažení do základových konštrukcií a zabezpečenie horizontálnej tuhosti budovy s ohľadom na účinky statických a dynamických zaťažení. Medzi dynamické zaťaženia patrí zaťaženie vetrom a seizmicitou.

2. Výpočtové modely výškových budov a ich zvláštnosti

Nosná konštrukcia výškovej budovy sa dá charakterizovať ako konzola s zložitejšou vnútornou štruktúrou. Tvorba výpočtového modelu je determinovaná nosnou konštrukciou ale aj očakávaným rozsahom a očakávanými výsledkami riešenia odozvy konštrukcie. MKP je mohutným nástrojom pre modelovanie konštrukcií najrozličnejšieho typu.

Nosná konštrukcia výškovej budovy je zvyčajne spojením nosných prvkov značne rozdielnych vlastností. Základové konštrukcie sú mohutné , základové dosky s hrúbkou od 1500 mm do 2700m sú bežné)

Pri použití železobetónu ako materiálu na nosné konštrukcie sú zvislé nosné konštrukcie steny v spodnej časti budov hrúbky 400 až 700 mm v hornej časti 200mm, stĺpy s

prierezom 700/700mm po 300/300mm. Stropné konštrukcie pri použití bodovo podopretých železobetónových dosiek od hrúbky 200 do 300 mm.

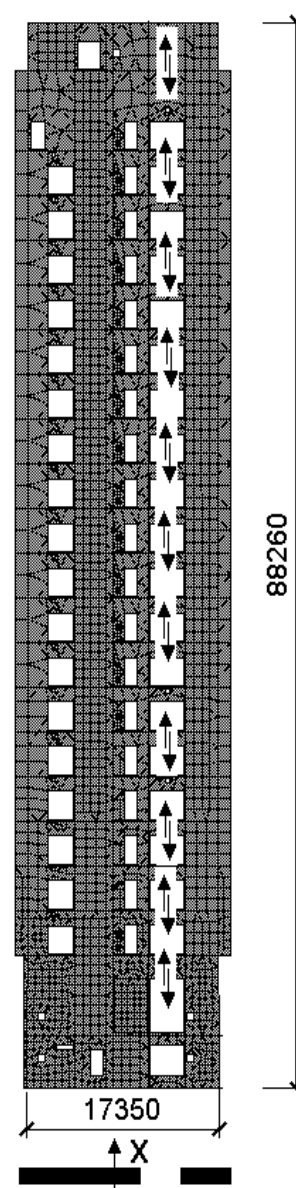
Ak je nosná konštrukcia budovy navrhnutá z ocele resp. s kombinácie oceľových a železobetónových konštrukcií je z hľadiska tvorby výpočtového model zvlášť dôležité rozhodnutie a spôsobe modelovania dosiek vystužených rebrami.

2.1 Jednoduché výpočtové modeli výškových budov

Jednoduché výpočtové modeli výškových spravidla nahrádzajú priestorové usporiadanie nosnej konštrukcie oddelenou sústavou rovinných plošných konštrukcií pri väčšom zjednodušení prútvých konštrukcií. Pri takomto rozdelení nosnej konštrukcie je potrebné hlavne pri staticky a dynamicky nesymetrických nosných systémoch správanie okolitých častí nahradiť ekvivalentnými väzbami alebo tuhosťami. Pre vystihnútie skutočného správania nosného systému budovy sú potom rozhodujúce určenie tuhosti a väzieb. V literatúre sa často uvádza metóda výpočtu ohybovej tuhosti zvislých nosných konštrukcií na základe pôdorysného usporiadania zvislých nosných stien. Zvislé nosné steny po výške budovy menia svoj prierez a to nielen čo do hrúbky steny ale aj čo do oslabenia otvorami. Jednoduchými prenasobením získaných tuhostí konštantou zahrňujúcou oslabenie otvorami nemôžeme získať hodnoverný výsledok. Základný nedostatok modelu spočíva v nevystihnúť šmykovej poddajnosti steny resp. priehradového prúta. Na Obr.1 je schematicky znázornený šmyk v nadparžiach nad otvorom ktorý má rozhodujúci vplyv na poddajnosť prúta resp. na jeho pôsobenie. Obyčajne pri takto zjednodušenom modeli vypočítané tuhosti sú väčšie ako skutočné čo môže viesť k nekonzervatívne výsledku.

Obdobná situácia je aj pri aproximácii zvislých priehradových prútvých stien. Výrazný vplyv na tuhosť náhradného prúta má osová tuhosť prútv medzi zvislými pásovými prútm (diagonálnych prútv a vodorovných prútv). Diagonálne a vodorovné prúty sú zaťažené konštantnou silou v úrovni podlažia. Zaťaženia vetrom pri výškovej budove je výrazne väčšie v hornej časti budovy Diagonálne a vodorovné prúty sú zaťažené pomerne veľkými silami po výške čo zvyrazňuje ich vplyv na celkovú deformáciu sústavy.

Nosný systém výškových budov je často tvorený železobetónovým jadrom, ktoré zaisťuje vodorovnú tuhosť budovy. Pri náhrade jadra prútom treba byť zvlášť opatrný. Jadro vzhľadom na svoju funkciu je oslabené množstvom otvorov, ktorých vplyv je potrebné zahrnúť do výpočtu tuhosti náhradného prúta. Pri náhrade jadra treba zohľadniť oslabenie pásových prútv a šmykové oslabenie steny. Náhradný konzolový prút musí mať



Obr.1: Šmykové pôsobenie nadpraží

boli vylúčené z kontaktu s podloží. Niekoľko praktických doporučení pre modelovanie základovej konštrukcie :

- Predbežne skontrolovať hrúbku dosky na pretlačenie s odčítaním príslušnej sily pôsobiacej ako odpor podlažia.
- Úvaha o základovej doske s ohľadom na je značnú hrúbku že je tuhá je veľmi chybná
- Vlastnosti základovej pôdy je možné vziať z geologického prieskumu vhodnejšie je použitie hodnôt odvodených z merania sadnutia budov v blízkosti navrhovaného objektu , ktoré sú založené obdobným spôsobom.
- Kontaktné napätie pod základovou dosku sa pohybuje v rozsahu 250 až 500 kPa
- Tuhosť podlažia je rozdielna pri pôsobení dynamického a statického zaťaženia
- Zvislé sily v stĺpoch sú obyčajne v rozsahu 5000 kN až 18000 kN

Horeuvedené hodnoty je samozrejme treba považovať za orientačné pre návrh základovej konštrukcie a platia pre výškové budovy uvedené v úvode.

2.2.2 Riešenie odozvy na statické zaťaženie

Pri riešení statickej odozvy je potrebné uvažovať s pružným stlačením stĺpov ktoré má za následok značnú redistribúciu prenosu zvislého zaťaženia. V skutočnosti je pružné stlačenie stĺpov prevažne od náhodných zaťažení. Od stálych zaťažení ,ktoré sa podieľajú na stlačení výraznejšie je vplyv pružného podopretia menší. Vhodné je preto oddeliť riešenie odozvy na zvislé zaťaženie zvýšením tuhosti stĺpov . Bez zvýšenia tuhosti stĺpov sú sily v stĺpoch v niektorých prípadoch až o 50 % menšie ako sily vypočítané z účinku jednotlivých stropov.

Ďalej je potrebné pri riešení stĺpov a zvislých nosných konštrukcií zohľadniť redukčný faktor náhodného zaťaženia zohľadňujúci počet stropov nad posudzovaným miestom preto je potrebné pri dimenzovaní vhodným spôsobom zaviesť vplyv tohto faktora. Vo výpočte obyčajne zavedieme faktor redukujúci náhodilé zaťaženia pre základovú konštrukciu. Pri dimenzovaní stĺpov je potrebné zaťaženie zvýšiť. Komplikovanejšie je zavedenie tohto faktora pre plošné konštrukcie , jednoduchým riešením je prepočítať konštrukciu s rozličným redukčným faktormi pre určité skupiny podlaží za cenu určitého konzervativizmu.

2.2.3 Riešenie odozvy na dynamické zaťaženie

Zaťaženie vetrom a seizmicitou je nutné považovať za dynamické zaťaženie . Odozva na dynamické zaťaženie vetrom je obyčajne riešená na základe využitia vlastných frekvencií a vlastných tvarov kmitania s použitím ustanovení niektorej z noriem zaťaženia. Aparát MKP sa tu využíva hlavne na získanie vlastných frekvencií a vlastných tvarov kmitania. Riešenie odozvy na seizmické zaťaženie je možné použiť metódu riešenia odozvy na kinematické budenie základových konštrukcií . Odozva sa potom rieši priamou numerickou integráciou pohybových rovníc alebo rozvojom do vlastných tvarov kmitania. Pre takéto riešenie je potrebné mať akcelerogram pre dané miesto stavby. Pri riešení odozvy na vynútené kmitanie je potrebné dať pozor na dĺžku integračného kroku aj s ohľadom na budiace frekvencie krok treba voliť tak aby boli zohľadnené aj maximá budiacich veličín.

Normami navrhovania je často doporučovaná metóda lineárnych spektier odozvy. Pre riešenie odozvy s využitím lineárnych spektier odozvy je potrebné poznať vlastné tvary kmitania konštrukcie. Pre kombinácie odoziev jednotlivých vlastných tvarov je potrebné použiť niektorú z metód . Medzi najznámejšie metódy sa radia metóda SRSS a metóda CQC. Metóda CQC je vhodná aj pre vlastné frekvencie , ktoré majú rozdiel períód menší ako 0.1T.

Pre zhodnotenie či bolo použitý dostatočný počet vlastných tvarov slúži porovnanie efektívnej a celkovej hmoty. Efektívna hmotnosť je hmotnosť zúčastnená na kmitaní konštrukcie celková hmotnosť je hmotnosť konštrukcie spojená stupňami voľnosti konštrukcie. V prípade že prvé vlastné tvary majú veľmi vysoký podiel na odozve (cca 0.7-0.9) je potrebné skontrolovať či sa budova neposúva ako tuhé teleso.

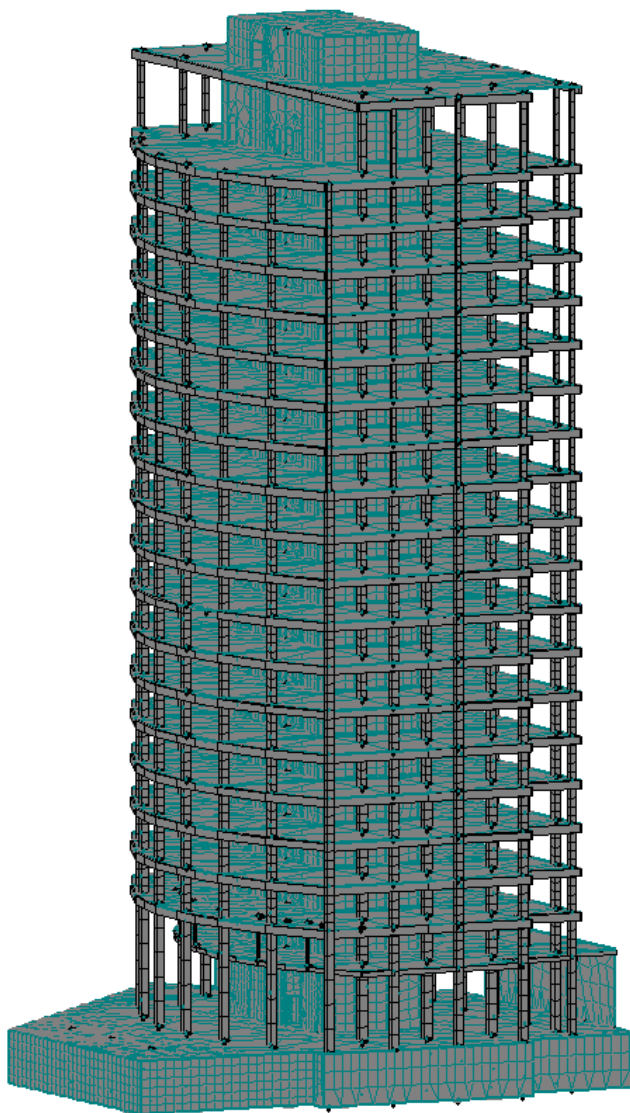
Výpočtový model výškovej budovy Obr.3 je tvorený prúťovými prvkami a dosko-stenovými prvkami. Získaný odpor podlažia z statického riešenia nie je vhodné použiť pre výpočet vlastného kmitania preto, že nezodpovedá správaniu podlažia pri dynamickom zaťažení. Ak by sme použili charakteristiky vypočítané napr. programom SOILIN dostali by sme nižšie frekvencie. Z poznatkov z praxe môžeme konštatovať že takto vypočítané hodnoty sa nezhodujú ani s nameranými ani s hodnotami podľa približných vzorcov. Pre výpočet vlastného kmitania ako aj pre výpočet vnútorných síl pri dynamickom zaťažení je potrebné použiť cca 5x väčšie hodnoty odporu podlažia.

V prípade použitia tuhého votknutia (je doporučované v niektorej literatúre) nie je možné zohľadniť sily pôsobiace na základovú dosku.

Výpočtový model je determinovaný očakávaným rozsahom úlohy preto delenie stropov je čo najredšie aby nenarastala úloha.

Nosné jadro budovy v spodnej časti je delené husto a hornej tretine až polovici riedko. (jeden konečný prvok jedno podlažie).

Zvýšená tuhosť stĺpov môže negatívne ovplyvniť tuhosť budovy a tým aj jej odozvu na seizmické zaťaženie. Programové systémy často neumožňujú použitie modelov s rôznymi tuhosťami v jednej analýze. Z hľadiska dynamickej analýzy konštrukcií je takýto prístup určitou brzdou v modelovaní konštrukcií. V niektorých programových systémoch (napr. vo verzii NEXIS 32.30) bola zavedená možnosť počítať aj celkové výslednice seizmických síl - celkovú šmykové sily a preklápacie momenty. Tieto hodnoty majú veľký význam pre vyhodnotenie odozvy a porovnanie s účinkami vetra. Hodnoty sa dajú použiť pre výpočet odporu proti pošmyknutiu. Pri výpočte iba hornej stavby napr. veže a stožiare sa dajú hodnoty použiť pre návrh základových konštrukcií.



Obr.3 : Výpočtový model výškovej budovy

Pre hodnotenie získaných výsledkov má vždy veľký význam porovnanie výsledkov výpočtu s približným riešením alebo s výsledkami s podobných riešených objektov. Pre výškové budovy je v literatúre dostupných množstvo vzťahov pre výpočet prvej vlastnej frekvencie ako aj pre hodnotenie parametrov budovy. Za významný údaj z literatúry /4/ považujem údaj o hmotnosti výškovej budovy kde sa uvádza hmotnosť medzi 170kg/m^3 a 450kg/m^3 bez ohľadu na použitý materiál. Tento údaj pri prakticky navrhovaných budovách ukazuje na istú hustotu resp. mohutnosť konštrukcie. V literatúre /5/ sú uvedené hmotnosti budov ako aj namerané frekvencie vlastného kmitania ktoré sú tiež v dobrej zhode s približnými ale aj presnejšími riešeniami.

Uvediem niektoré približné vzorce pre výpočet vlastných frekvencií podľa literatúry /4/ a /5/ a výpočet pre budovu na Obr.3 až Obr. 5

Počet podlaží $n_p = 22$

Výška budovy $h = 87.08\text{ m}$ $d_o := 28.4\text{ m}$ rozmery v smeroch - J_{\max} - J_{\min} $d_j := 43.4\text{ m}$ $d_i := 32.0\text{ m}$

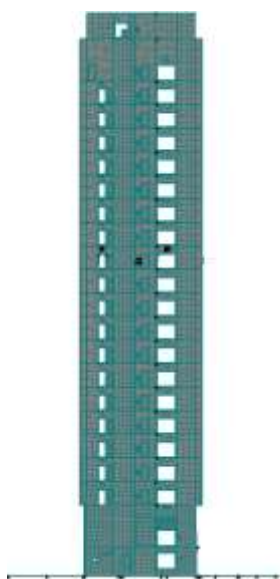
$$f_{o1} := 11.6 \frac{\sqrt{d_o}}{h} \quad f_{o1} = 0.71 \text{ Hz} \quad f_{j1} := 11.6 \frac{\sqrt{d_j}}{h} \quad f_{j1} = 0.878 \text{ Hz}$$

$$f_{d1} := \frac{33}{h} \quad f_{d1} = 0.379 \text{ Hz} \quad f_{d1} := \frac{55}{h} \quad f_{d1} = 0.632 \text{ Hz}$$

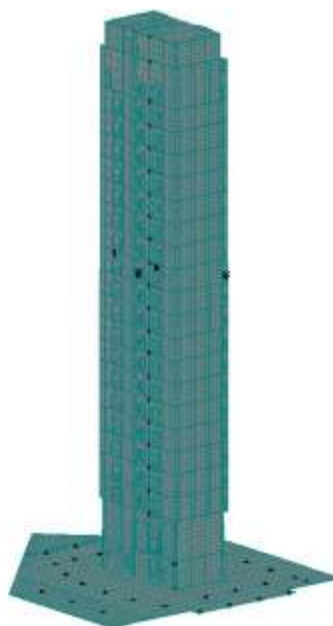
$$f_{np1} := \frac{10}{n_p} \quad f_{np1} = 0.632 \text{ Hz} \quad T_{UBC} := 0.0731324 h^{\frac{3}{4}} \quad f_{UBC} := \frac{1}{T_{UBC}}$$

Podľa /9/ $f_{UBC} = 0.48 \text{ Hz}$

Vypočítaná hodnota prvej vlastnej frekvencie $f_0 = 0.40 \text{ Hz}$



Obr.4 Pohľad na stenu jadra



Obr.5 Jadro a základová doska

V závere tohto odseku uvediem výpočet šmykovej sily a preklápacieho momentu podľa lit. /9/

Modálny participačný faktor $\Gamma_1 := \frac{3 \cdot n_p}{(2 \cdot n_p + 1)} \quad \Gamma_1 = 1.467$

Spektrálne zrýchlenie $S_{ad} := 0.457 \cdot m \cdot s^{-2}$

Celková hmotnosť budovy $G_{NEXIS} = 35976 \text{ t}$

Šmyková sila $V_n := S_{ad} \cdot \Gamma_1 \cdot G_{NEXIS} \cdot \frac{1.5 \cdot (n_p + 1)}{2 \cdot n_p + 1}$
 $V_n = 18487.027 \text{ kN}$

Preklápací moments $M_{seiz} := \frac{V_n}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot h^2 \quad M_{seiz} = 804925.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Hodnoty vypočítané programom NEXIS $V_{Nexis} := 12602 \cdot \text{kN} \quad \frac{V_n}{V_{Nexis}} = 1.467$
 $M_{Nexis} := 677423 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{seiz}}{M_{Nexis}} = 1.188$

S uvedeného vyplýva že tak v našej ako aj v zahraničnej literatúre sú uvádzané približné vzťahy pre výpočet parametrov seizmickej odozvy, ktoré slúžia na porovnanie s výpočtovými metódami založenými na metóde konečných prvkov a priestorových výpočtových modeloch. Vzťahy jednak pomôžu odhaliť hrubú chybu pri modeli a jednak usmerniť návrh konštrukcie.

3. Záver

V príspevku je poukázané na niektoré možnosti ale aj úskalia použitia MKP pri modelovaní konštrukcií výškových bodov za účelom výpočtu statickej dynamickej odozvy.

Príspevok je len veľmi hrubým náčrtom problémov. Programové systémy na riešenie odozvy konštrukcií s využitím MKP s kvalitným užívateľským prostredím rozširujú možnosti riešenia náročných úloh, ktoré sa stávajú dostupnejšie širšej odbornej verejnosti. Nároky na teoretické vedomosti sa zvyšujú odbúrava sa len rutinná práca.

Zároveň je nevyhnutne nutné aj pri kvalitnom programovom prostredí budovať schopnosť technického úsudku ktorý je nevyhnutný pre bezpečné navrhovanie konštrukcií.

Referencie

1. Klaus-Jurgen Bathe : Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1982
2. Z. Bittnar, P. Řeřicha : Metoda konečných prvků v dynamice konstrukcí , SNTL Praha 1981
3. Ray W. Clough, Joseph Penzien : Dynamics of structures,
4. Kol. autorov: Dynamika stavebních konstrukcí , T.P. 33, SNTL, Praha 1989
5. E. Juhásová : Seismic Effects on Structures, Elsevier, 1991
6. Suresh C. Arya, Michael W. O'Neill, George Pincuse : Design of structures and Foundations for Vibrating Machines , Gulf Publishing Company Houston, London, Paris McGraw-Hill, Inc., Second Edition , New York , 1993
7. Recommended lateral force requirements and tentative commentary, SEAOC (Seismology Committee Structural Engineers Association of California), San Francisco , California 1988, 1999
8. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for Buildings and other Structures (Building Seismic Safety Council), (FEMA 302) 1997 Edition
9. Uniform Building Code 1997, ICBO 1997
10. Manuály k programu NEXIS 32.40