

KIA ŽILINA – ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE V OBLASTI S VYSOKOU SEISMICITOU

Zdeněk Kolman, Daniel Makovička, Daniel Makovička,ml., Jiří Čížek

1 Úvod

Příspěvek pojednává návrh konstrukce administrativní budovy automobilky KIA – Žilina. Jedná se o montovanou železobetonovou skeletovou konstrukci se sloupy, příčnými průvlaky a podélnými trámy.

Čtyřpodlažní železobetonový skelet půdorysného rozměru 37×40 m byl navržen ve smyslu dispozičních požadavků na objekt. Základní modulový systém byl zvolen podle požadavku investora v uspořádání 5×7,20 m / 10,80 + 3×6,00 + 10,80 m. Konstrukce má čtyři nadzemní podlaží s kancelářskými prostory, nadstavbu s dvěma technologickými prostory nad střešní deskou a vnitřní atrium.

Výstavba je prováděna v seismické oblasti, pro níž seismické zatížení je specifikováno podle slovenské normy STN 73 0036 [1] zdrojovou oblastí seismického rizika 2 pro seismickou oblast Žiliny a jejího okolí, s upřesněním podle podkladů japonského dodavatele stavby. Kategorie podloží je předepsána třídou B s odpovídajícím návrhovým normovým spektrem odezvy.

2 Konstrukční řešení

Pro rozhodnutí jaký zvolit konstrukční systém byly rozhodující následující faktory:

1. Stavba se nachází v oblasti se zvýšenou seismicitou.
2. Modulové uspořádání objektu.
3. Zadáním byla požadována rychle realizovatelná železobetonová montovaná konstrukce.

Pro takovéto základní vstupní údaje se ukázala jako optimální konstrukce sdruženého rámu, rovinu desky pak tvoří příčná žebra a filigránové desky.

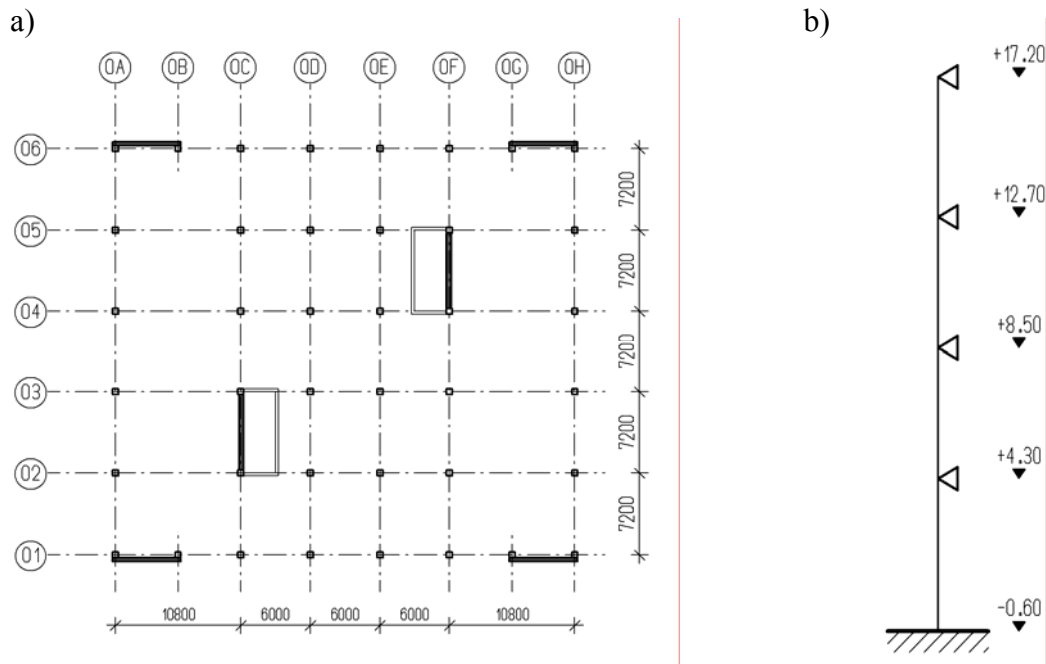
Ze stabilitního hlediska byl sdružený rám doplněn o systém stabilitních stěn uspořádaných do obou ortogonálních směrů, které přebírají plnohodnotné horizontální účinky od seismického zatížení.

Do vnitřní části objektu byla včleněna komunikační jádra. Stropní desky a střecha jsou vyskládány mezi průvlaky a trámy z prefabrikovaných filigránových desek a zmonolitněny dobetonávkou. Prostorově je objekt ztužen obvodovými ztužujícími stěnami v rozích objektu a vnitřními ztužujícími jádry v místech schodišťových ramen a výtahových šachet.

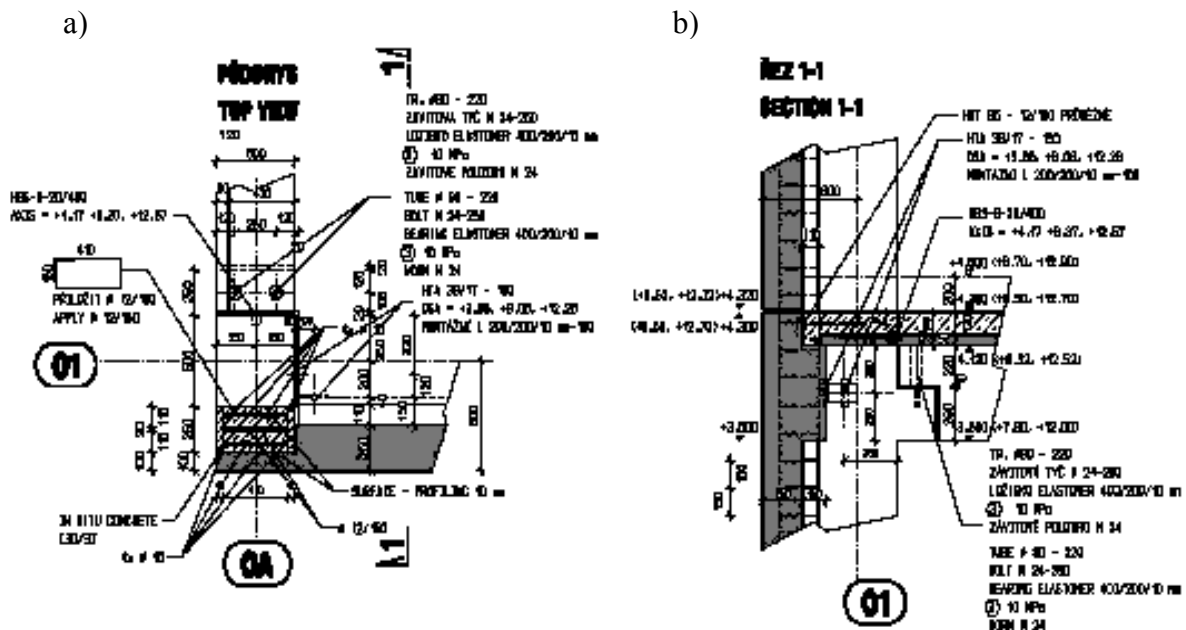
Svislé stabilitní prvky mezi sebou byly dodatečně zmonolitňovány. Rovněž svislé spáry mezi stabilitní stěnou a sloupem bylo nutno zmonolitnit pro zajištění dostatečného smykového přenosu vertikálních účinků stabilitních sil. Zajištění přenosu vodorovných sil do vertikálních konstrukcí bylo přisouzeno účinnému spřažení statickou nabetonávkou filigránů.

Při použití technologie montáže na celou výšku objektu, tedy průběžných sloupů průřezu 50 x 50 cm s výškou cca 18m, bylo sprážením stabilitních stěn ve svislém směru a spráhující nabetonávkou desky docíleno quasi – tuhého návrhu skeletu s jistým duktilním chováním konstrukce ve styčných uložení žebro- průvlak , žebro – sloup.

Budova je založena na pilotách a to tak, že jednotlivé sloupy skeletu jsou osazeny pod úroveň přízemí do kalichu jedné velkorozměrné piloty. Ztužující stěny jsou pod úroveň přízemí osazeny na základový pás (výztuhu) mezi pilotami.



Obr.1 Půdorysné stabilitní schéma (a) a statické schéma sloupu (b)



Obr.2 Detaily sprážení, (a) stěna – sloup, (b) stěna - deska

Cílem tohoto konstrukčního návrhu bylo zajistit rychle realizovatelnou konstrukci s průhledným přenosem vnitřních sil. Dalším úkolem bylo vyhnout se tuhému montovanému rámu, v kterém by se obtížně konstruovaly svařované spoje. V seismických oblastech vznikají vždy zvýšené vodorovné účinky zatížení, je nutno proto volit reálné statické modely, u kterých lze vykonstruovat detail, který zajistí jasný přenos silových účinků v obou hlavních ortogonálních směrech objektu.

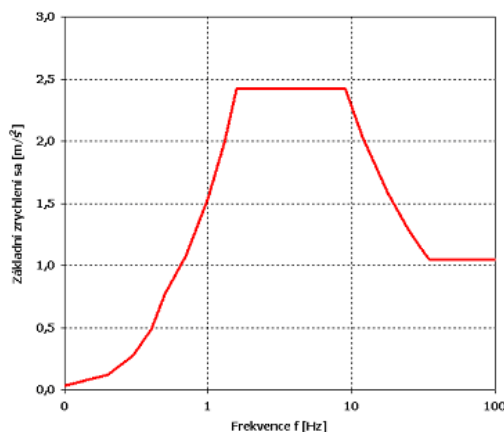
3 Výpočetní model

Pro celou nadzemní část konstrukce budovy byl vytvořen prostorový model. Na úrovni uložení sloupů skeletu a ztužujících stěn do základové konstrukce byl výpočetní model podepřen. Výpočetní model je tvořen soustavou sloupových nosníků, propojených průvlaky, stropními trámy a stropními deskami spolu se ztužujícími stěnami v jednotlivých podlažích a železobetonovými stěnami schodišť a výtahů (obr.4).

Do výpočtového modelu je rovněž zahrnuta hmota odpovídající zatížení od obvodového pláště, příčkových konstrukcí, stálých zatížení podlahových konstrukcí a ekvivalentu části užitého zatížení.

Výpočetní model byl sestaven z nosíkových a stěnodeskových prvků. Pro seismické výpočty je důležité co možná nejlépe modelovat hmotu celé konstrukce – tedy nejen její stálé zatížení, ale i předpokládanou stálou část užitého zatížení.

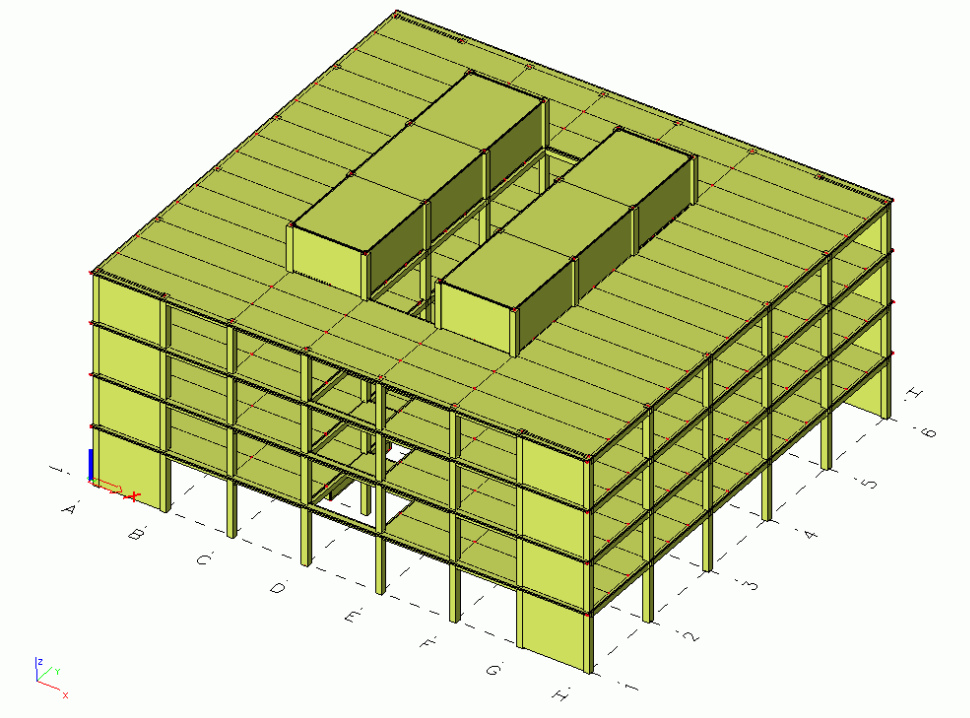
Do hmotnosti modelované konstrukce byla proto započtena v plné výši stálá zatížení nosné konstrukce a střechy, hmota příček, podlah a obvodového pláště a také určitá část užitého zatížení podlah (odhadem 50%, tedy hodnota zpravidla odpovídající běžnému provozu). Zavedení této přídavné hmoty do modelu konstrukce bylo provedeno buď pomocí náhradní objemové hmotnosti některých konstrukčních prvků (její konkrétní stanovení je uvedeno u popisu jednotlivých materiálů) nebo přímým zadáním hmot do výpočetního modelu.



Obr.3 Návrhové spektrum odezvy

Seismické zatížení 3D modelu konstrukce (obr.3) bylo uvažováno jako kombinace působení vodorovné a svislé složky zemětřesení postupně v obou svislých rovinách podélného a příčného řezu. Návrhové normové spektrum odezvy bylo ve vodorovném směru uvažováno plnou hodnotou, ve směru svislém přenásobeno hodnotou 0,5777 (na základě analýzy lokality).

Pro danou oblast je návrhové seismické zrychlení ... $a_g = 1,1 \text{ m/s}^2$; rychlost seismických vln (odhadem) $v_e = 400 \text{ m/s}$ a perioda pokryvných útvarů na skalním podloží odhadem $T_c = 1,0 \text{ s}$. Návrhové spektrum odezvy je uvedeno na obr.3. Útlum konstrukce budovy byl ve shodě s STN 73 0036 [1] a Eurokódem 8 [3] uvažován hodnotou 5% kritického útlumu.



Obr.4 Rozestavěná konstrukce administrativní budovy a její výpočetní model

4 Výsledky výpočtu seismické odezvy

Výpočtem vlastního kmitání bylo stanoveno 90 nejnižších vlastních tvarů kmitání konstrukce. Nejnižších 10 vlastních tvarů je popsáno v tab.1. Vzhledem k členitosti konstrukce tvoří spektrum vlastních frekvencí relativně hustě po sobě jdoucí frekvenční složky s rozestupem prakticky v setinách až desetínách Hz. Díky železobetonové nosné konstrukci budovy je útlum vyšších vlastních frekvencí relativně vysoký, takže vliv vyšších frekvencí na odezvu konstrukce je relativně menší než u nízkofrekvenčních složek.

Tab.1 Popis nejnižších vlastních tvarů kmitání

(i)	$f(i)$ [Hz]	Dominantní kmitající část
1	3,64	Posuvné kmitání ve směru x , ohyb sloupů v rovině xz
2	4,00	Kroucení celé konstrukce okolo svislé osy z
3	4,13	Posuvné kmitání ve směru y , ohyb sloupů v rovině yz
4	8,76	Ohyb stropních desek mezi řadami F a H
5	8,90	Ohyb stropních desek mezi řadami A a C
6	9,36	Ohyb stropních desek mezi řadami F a H, vyšší tvar
7	9,38	Ohyb stropních desek mezi řadami F a H, vyšší tvar
8	9,49	Ohyb stropních desek mezi řadami F a H, vyšší tvar
9	9,51	Ohyb stropních desek mezi řadami A a C, vyšší tvar
10	9,54	Ohyb stropních desek mezi řadami A a C, vyšší tvar

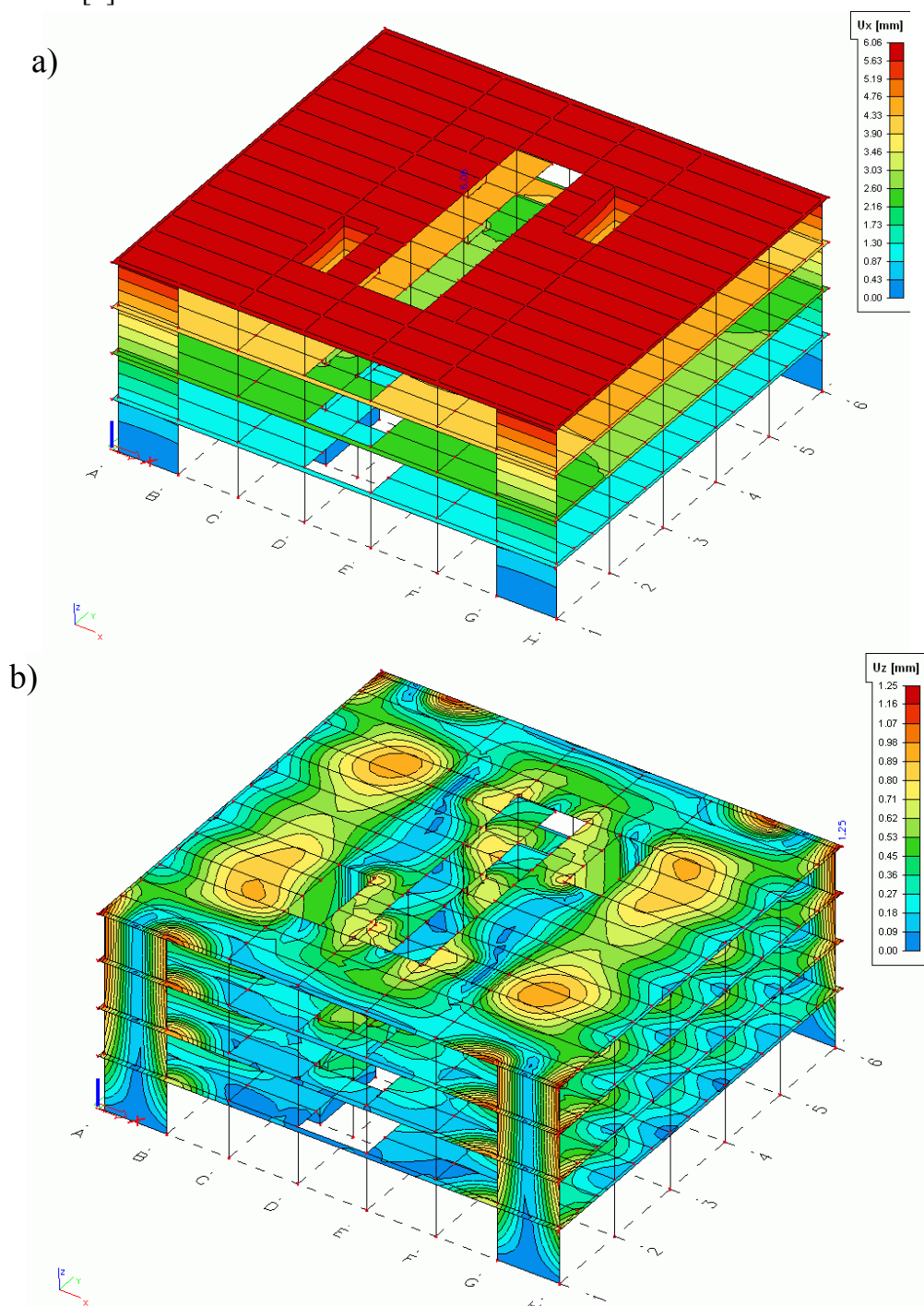
Výpočtem odezvy konstrukce na seismické zatížení byla stanovena RMS hodnota (Root Mean Square Value) výchylek a vnitřních sil pro oba seismické zatěžovací stavy. Výsledkem výpočtu odezvy konstrukce na seismické zatížení jsou extrémní vnitřní síly a deformace v jednotlivých charakteristických částech konstrukce. Příklad izolinií deformace konstrukce je uveden na obr. 5. Vzhledem k tomu, že tyto RMS hodnoty byla vypočteny jako příčinky jednotlivých uvažovaných vlastních tvarů, uvedených v předchozí kapitole, jsou hodnoty výchylek i vnitřních sil v obou větvích symetrické (liší se pouze znaménkem) okolo nedeformovaného stavu.

Duktilita v pojetí norem [1] i [3] je součinitel, kterým se dělí zatížení. Provedený výpočet na seismická zatížení vycházel ze součinitele duktility (součinitele chování konstrukce) $q = 1$. Obě normy připouští relativně velkou duktilitu pro „dominantně“ ohýbané prvky – tedy nikoli pro sloupy. U vodorovných prvků (průvlaků, trámů a stropních desek) lze podle citovaných norem duktilitu připustit s tím, že konzervativně může být tato duktilita uvažována $q = 2$ a případně i více, podle typu konstrukce. To znamená, že vypočtené vnitřní síly ve vodorovných prvcích (nikoli ve sloupech a ve svislých stěnách schodišť, výtahů, technologických místnostech na střeše a ve ztužujících stěnách) byly redukovány před superpozicí s vnitřními silami od ostatních zatížení součinitelem duktility 2. Přípuštění duktilního chování konstrukce znamená, že při návrhovém seismickém zatížení se konstrukce bude pružně a také plasticky přetvářet a tedy dojde i ke vzniku trhlin.

Vypočtená úroveň odezvy na seismická zatížení se kombinuje s odezvou od ostatních zatížení působících v konstrukci. O dimenzování konstrukce tedy rozhodují kromě

kombinací běžných návrhových zatížení také kombinace s uvažováním seismických zatěžovacích stavů.

Aby tento způsob přetvoření neohrozil bezpečnost stavební konstrukce, musí být konstrukce odpovídajícím způsobem vyztužena; a to jak její průřezy, tak v konstrukci rozmístěné ztužující stěny. Této skutečnosti musí odpovídat návrh vyztužení průřezů železobetonové konstrukce, zejména smykovou výztuží, zásady vyztužení jsou uvedeny v Eurokódu 2 [2].



Obr.5 Odezva budovy ve výchylkách při seismickém zatížení v rovině xz ,
a) výchylky ve směru x , b) výchylky ve směru z

5 Závěr

Projekční práce na konstrukci administrativní budovy byly zahájeny v listopadu 2005, výstavba probíhala začátkem roku 2006 a v současnosti je konstrukce předána do užívání (obr.4). Realizace železobetonové konstrukce v seismicky aktivní oblasti musela respektovat požadavky objednatele, které vycházely jak z normativních dokumentů Slovenské i mezinárodních norem. Zpravidla nejobtížnější úkol z celé etapy projektování bylo shromáždit potřebné výchozí podklady o seismicitě oblasti a projednat použitá zjednodušení pro danou konstrukci zejména v oblasti jejího duktilního chování, tak aby navrhovaná konstrukce byla bezpečná s přípustným stupněm poškoditelnosti (vytvoření trhlin v důsledku vzniku plastických kloubů) při seismické události a za přijatelnou cenu.

Při seismické analýze budovy byly částečně využity výsledky grantového projektu GAČR 103/06/1521 „Spolehlivost a rizika konstrukcí v extrémních podmínkách“.

Literatura

- [1] STN 73 0036: Seismické zaťaženia stavebných konštrukcií; 1997.
- [2] prEN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings; CEN, Brussels 2004 (final draft).
- [3] prEN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings; CEN, Brussels 2003 (final draft).

Ing. Zdeněk Kolman

✉ KBS, inž. projektová kancelář s.r.o.
Pod Lysinami 28
147 00 Praha 4
☎ 244 000 300
📠 244 000 311
😊 zdenek.kolman@kbs-praha.cz

Doc. Ing. Daniel Makovička, DrSc.

✉ ČVUT v Praze, Kloknerův ústav
Šolínova 7
166 08 Praha 6
☎ 224 353 856
📠 224 353 511
😊 makovic@klok.cvut.cz
URL www.cvut.cz

Ing. Daniel Makovička

✉ Statika a dynamika konstrukcí
Šultysova 170
284 01 Kutná Hora
☎ 608 029 251
📠 235 510 987
😊 d.makovicka@worldonline.cz
URL www.makovicka.cz

Ing. Jiří Čížek

✉ KBS, inž. projektová kancelář s.r.o.
Pod Lysinami 28
147 00 Praha 4
☎ 244 000 301, 602 276 605
📠 244 000 311
😊 jiri.cizek@kbs-praha.cz