

HĽBKOVÉ VIBRAČNÉ ZHUTŇOVANIE V LOKALITE BRATISLAVY – KRITICKÉ PARAMETRE NÁVRHU, NÁVRHOVÉ POSTUPY A PRÍKLADY Z REALIZÁCIE.

Abstrakt:

Príspevok sa zaoberá praktickými skúsenosťami s návrhom vylepšenia vlastností kvartérnych hrubozrnných zemín pomocou hĺbkového vibračného zhutňovania (HVZ) v lokalite Bratislavy. Dôležitým aspektom návrhu je okrem výpočtu sadania, únosnosti, tuhosti podložia a požadovanej miery vylepšenia deformačných parametrov podložia aj zhodnotenie vplyvu technológie HVZ na okolité stavebné objekty a inžinierske konštrukcie. Predstavené sú jednoduché vzťahy a odporúčania z odbornej literatúry, ktoré sú súčasťou procesu návrhu vylepšenia vlastností podložia za pomoci HVZ. Postupne sú popísané jednotlivé kroky návrhu spolu s dôležitými vstupnými parametrami a informáciami potrebnými pre bezpečný návrh. Aplikácia uvedených postupov je v príspevku podložená tromi úspešnými realizáciami zlepšenia kvartérnych hrubozrnných zemín za pomoci HVZ v intraviláne Bratislavy. V rámci realizácií sú uvedené aj skúšky kontroly dosiahnutia požadovaných parametrov. V závere sú použité návrhové postupy kriticky zhodnotené a je navrhnutý postup na ďalší vývoj, ktorý je podmienený intenzívnou spoluprácou statika, geotechnika, inžinierskeho geológa a zapojením akademickej komunity.

1 ÚVOD

Lokalita Bratislavy je najmä pod južným a juhovýchodným úpäťm Malých Karpát v časti Podunajskej nížiny tvorená fluvialným pokryvom Dunaja. Nad fluvialným pokryvom je v rámci Bratislavy rôzne hrubá vrstva navážok reflektujúca vývoj a históriu mesta.

Samotný fluvialný pokryv je na jeho povrchu tvorený náplavovými hlinami, ílmi a pieskami (resp. zeminami so zmiešaným charakterom vyššie uvedených zemín). Uvedené náplavové sedimenty môžu v závislosti od charakteru a vývoja územia úplne absentovať. Návažky spolu s náplavovými sedimentami dosahujú zväčša mocnosť okolo 5,0 m.

Pod týmito vrstvami sa nachádzajú fluvialne dunajské štrky, ktoré sú charakterizované ako zle zrnené štrky G2 – GP s relatívne nízkou uľahnutosťou na rozhraní kyprých a stredne uľahnutých štrkov. Zlé zrnenie a nízka uľahnutosť sú pripisované najmä „vymytiu“ piesčitej prímеси. Lokálne môžu byť štrky aj dobre zrnené G1 – GW prípadne charakterizované ako štrky s jemnozrnnou prímесou G3 – GF. V týchto vrstvách sa môžu vyskytovať aj piesčitejšie polohy. Mocnosť tejto vrstvy je v časti Podunajskej nížiny variabilná, v tu prezentovaných lokalitách bola mocnosť tejto vrstvy približne 8,0 – 16,0 m (DRILL s.r.o., 04/2018), (DRILL s.r.o., 02/2021), (TerraTest s.r.o., 2016a), (AG audit, s.r.o., 12/2018).

Podloží kvartérnych zemín sú neogénne sedimenty tvorené prevažne zeminami charakteru ílovitých pieskov S5 – SC, piesčitých ílov F4 – CS, stredne plastických ílov F6 – CI a vysoko plastických ílov F8 – CH. Konzistencia uvedených zemín je pevná až tvrdá, u piesčitých zemín je uľahnutosť veľmi vysoká. Stupeň konzistencie smerom do hĺbky narastá, lokálne môžu byť prítomné aj spevnenejšie polohy charakteru horniny pevnostnej triedy R6. Uvedené podložie má vzhľadom k staršej genéze, pevnej až tvrdej konzistencii a prekonsolidačnému napätiu na úrovni okolo 1000 kPa (Galliková, 2018) relatívne dobré deformačné parametre na úrovni $E_{def} = 30$ MPa pri povrchu neogénu, narastajúc smerom do hĺbky (Šujan, Slávik, Galliková, Dovičín, & Šujan, 2016). Uvedené parametre sú platné do úrovne priťaženia neogénneho podložia s hodnotou 1000 kPa, toto je pri súčasnej výstavbe bezpečne splnené.

Uvedené geologické podmienky tvoria pre väčšinu výstavby s dvomi až tromi podzemnými podlažiami, výškou do 150 m a úrovňou základovej škáry v hrubozrnných fluvialných štrkoch, priaznivé inžinierskogeologické pomery pre plošné založenie (Hulla, 2007). Mnoho krát býva prekážkou plošného založenia na hrubšej základovej doske alternatíva kombinácie hĺbkových základov so základovou doskou.

¹Ing. Jakub Panuška, PhD., aut.ing., PanGEO s.r.o., Pražská 1451/15, 960 01 Zvolen, 0907 093 171, panuska@pangeo.sk

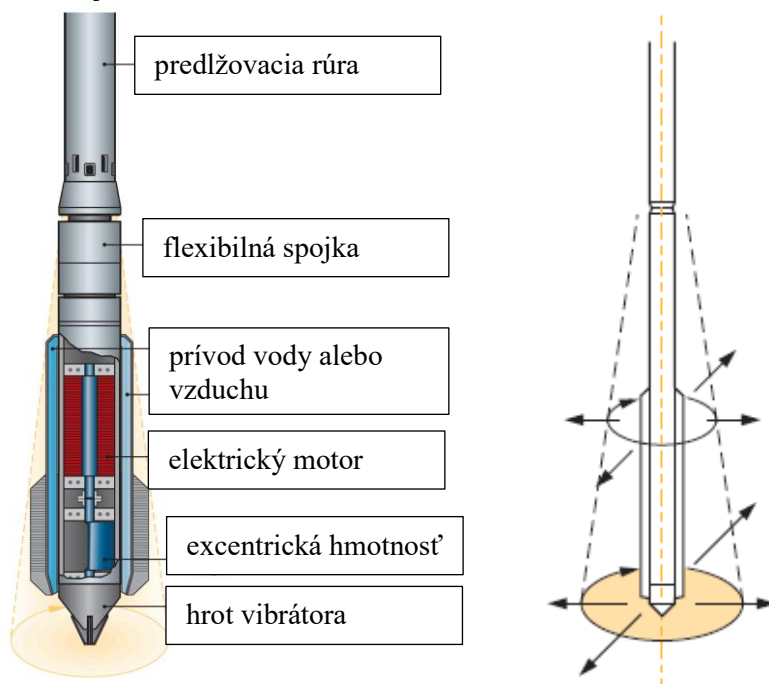
Uvedená alternatíva je uvažovaná ako ekonomicky efektívnejšia a umožňuje redukovať hrúbku základovej dosky a znižovať sadanie podlažia pod konštrukciou.

Pri založení na základovej doske so základovou škárou v kvartérnych hrubozrnných zeminách je však možné optimalizovať dimenzie základových konštrukcií aj za pomoci vylepšenia vlastností podlažia. Zlepšovanie hrubozrnných zemín za pomoci hĺbkového vibračného zhutňovania (Keller Holding GmbH, 2010) má dlhodobú tradíciu a napríklad firma Keller vyvinula a patentoval hĺbkový vibračný zhutňovač už v roku 1934. Za pomoci tejto technológie je možné výrazne zvýšiť pevnostné a deformačné parametre podlažia, eliminovať spotrebu nakupovaného materiálu a zabudovávať miestne materiály, prispievať k udržateľnej výstavbe a chrániť prírodné zdroje. V neposlednom rade, hĺbkové vibračné zhutňovanie zvyšuje odolnosť podlažia pri seizmických účinkoch, ktoré môžu v kyprých hrubozrnných zeminách vyvolávať dodatočné veľké sadania a pri piesčitých zeminách stekutenie (Kirsch & Kirsch, 2017). Uvedené vylepšenie pevnostných a deformačných parametrov výrazne prispieva k zlepšenej interakcii medzi stavebnou konštrukciou a podlažím. Benefítom nie je len zníženie celkového sadania, ale aj zmena pomernej tuhosti medzi podlažím a základovou konštrukciou, ktorá prispieva k optimalizácii samotnej základovej konštrukcie.

Nová európska legislatíva, ktorej účelom bude zásadná redukcia emisií CO₂, bude zohrávať čoraz významnejšiu úlohu aj v stavebnom sektore, ktorý je značným producentom CO₂. Technológia hĺbkového vibračného zhutňovania je teda nie len ekonomicky a časovo efektívna, ale v porovnaní s hĺbkovými základmi v kombinácii so základovou doskou výrazne redukuje emisie CO₂.

2 ZLEPŠOVANIE PODLAŽIA POMOCOU HĽBKOVÉHO VIBRAČNÉHO ZHUTŇOVANIA

Hĺbkové vibračné zhutňovanie je založené na zavedení hĺbkového vibrátora s dĺžkou 3,0 – 5,0 m a hmotnosťou približne 2 tony do podlažia (Keller Holding GmbH, 2010). Horizontálne kmitajúci vibrátor poháňaný elektrickým motorom s excentrickou hmotnosťou prenáša do podlažia vibrácie s frekvenciou približne 20 – 60 Hz (Achmus, Wehr, & Spannhoff, 2010). Frekvencia je závislá od konkrétneho typu vibrátora a jeho výrobcu. V prípade potreby je zavedenie vibrátora do podlažia sprevádzané prívodom vody k vibrátoru. Po zavedení vibrátora do potrebnej hĺbky nasleduje séria cyklov, kedy je vibrátor povytiahnutý a následne opätovne zatláčaný späť do podlažia, čím dochádza k postupnému zhutňovaniu zeminy smerom zdola nahor. Počas zhutňovania dochádza k plneniu materiálom z povrchu terénu smerom k vibrátoru, čím sa zabudováva okolitý materiál, aby bolo kompenzované zníženie objemu zeminy v podlaží. Vibrátor môže byť v závislosti od požadovanej hĺbky a úrovne zhutňovania osadený na žeriave, pásovom podvozku s hydraulickým ramenom alebo špeciálnej súprave na pásoch. Rôzna požadovaná miera zhutnenia je dosiahnutá kombináciou výkonu a frekvencie použitého vibrátora spolu s rastom bodov určených pre vylepšenie vlastností podlažia. Schéma vibrátora a jeho pôsobenia je uvedená na Obr. 1.



Obr. 1: Schéma hĺbkového vibrátora, prevzaté z (Keller Holding GmbH, 2010).

2.1 MECHANIZMY ZLEPŠENIA VLASTNOSTI PODLOŽIA

Pri procese hĺbkového vibračného zhutňovania sú procesy zlepšenia pevnostných a deformačných parametrov podložia spôsobené dvomi mechanizmami (Nagy, Pistol, Kopf, & Adam, 2021).

Prvým mechanizmom je znižovanie pórovitosti, čo vedie k vyššej uľahnutosti, zakliňovaniu jednotlivých zŕn a viacerým kontaktom medzi zrnami, ktoré dokážu efektívne prenášať medzi sebou zaťaženie. V prvom mechanizme sa jedná o kontraktanciu, teda zmenšovanie objemu. K tomuto pôsobeniu dochádza v cykloch zhutňovania, v prvých chvíľach, keď je vibrátor spätne spúšťaný do podložia.

Ako dochádza k zhutňovaniu okolitej zeminy, prostredie vytvára odpor voči vnikaniu vibrátora a zvyšuje sa jeho prítlak. V tomto kroku dochádza k zvyšovaniu stredného efektívneho napätia p' , spôsobeného najmä nárastom horizontálnych napätí (Nagy, Pistol, Kopf, & Adam, 2021). Zvyšovanie napätia je spôsobené faktom, že zemina prechádza do dilatantného stavu, kedy by chcela zväčšiť svoj objem, avšak je obklopená kontinuumom a dochádza k nárastu horizontálnej napätosti. Uvedený nárast horizontálnej napätosti bol demonštrovaný na základe in – situ skúšok napríklad v (Massarsch, Fellenius, & Wersäll, 2019). Druhým mechanizmom je teda zvyšovanie deformačných parametrov spôsobené nárastom napätosti, konkrétne stredného efektívneho napätia p' . Závislosť rôznych deformačných parametrov na strednom efektívnom napätí je popisovaná napríklad v (Obruzd & Truty, 2020), (Oztoprak & Bolton, 2013), (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999), (Benz, 2007), (Hardin & Richart, 1963). Vo všeobecnosti platí vzťah (Oztoprak & Bolton, 2013):

$$R\ 1 \qquad E_0 \text{ prípadne } G_0 = A \cdot F(e) \cdot (p')^m$$

, kde E_0 je Youngov modul pružnosti pri veľmi malých pretvoreniach, prípadne G_0 šmykový modul, A je parameter závislý na type zeminy, $F(e)$ je funkcia čísla pórovitosti, p' je stredné efektívne napätie a m je exponent určujúci závislosť deformačného parametra na napätosti. Uvedené neplatí len pre oblasť veľmi malých, ale aj pre oblasť väčších pretvorení v blízkosti zaťaženia prenášaného z konštrukcie do podložia. Ako je možné vidieť zo vzťahu R 1, deformačné parametre sú závislé na pórovitosti a stave napätosti.

Na záver je nutné dodať, že v praxi je možné využitie oboch mechanizmov naplno len za pomoci špeciálnej súpravy, prípadne pásového mechanizmu s hydraulickým ramenom s upevneným vibrátorom. Tieto súpravy vedú vyvolať požadovaný prítlak schopný aktivovať druhý spomínaný mechanizmus spojený s dilatanciou zeminy. V prípade, že je použitý vibrátor zavesený na žeriave nie je možné dodatočný prítlak vyvolať.

2.2 IN – SITU SKÚŠKY NA OVERENIE VÝSLEDNÉHO ZLEPŠENIA

Jednou z bežne používaných metód na overenie zhutnenia a únosnosti podložia je statická zaťažovacia skúška doskou (STN 73 6190, 2019). Výsledkom skúšky je merateľný parameter a to modul deformácie z prvej a druhej zaťažovacej vetvy. Bežne používaný priemer zaťažovacej dosky je 357 mm. Je nutné poznamenať, že pri takomto priemere dosky je hĺbkový dosah skúšania 1,0 – 2,0 x priemer dosky a teda maximálne 700 mm. Nakoľko hĺbkové vibračné zhutňovanie dosahuje zväčša niekoľko metrov, nie je možné jeho vplyv na hĺbkové zlepšenie preukázať týmto typom skúšky. Druhým faktorom je, že proces hĺbkového vibračného zhutňovania je väčšinou realizovaný z pracovnej plošiny 1,0 m – 1,5 m (v závislosti na zvolenom výkone vibrátora) nad budúcou základovou škárou. To znamená, že po realizácii je časť zeminy odťažená do úrovne základovej škáry. Takto formovaný povrch je aj napriek plošnému povrchovému zhutňovaniu mierne nakyprený a nepreukazuje deformačné parametre dosiahnuté procesom hĺbkového vibračného zhutňovania. Tu treba podotknúť, že podľa rovnice R 1 sú deformačné parametre závislé na strednom efektívnom napätí p' . Preto pri povrchu, kde je toto napätie nízke, sú očakávané aj nižšie deformačné parametre, ktoré však s hĺbkou prudko narastajú a to z dôvodu nárastu horizontálnych napätí ako to je uvedené v predošlej časti. Je možné konštatovať, že tento dominantne používaný typ skúšania podložia nie je vhodný na overenie vylepšenia vlastností podložia za pomoci hĺbkového vibračného zhutňovania.

Druhou skúškou ktorou je možné overiť pevnostné aj deformačné parametre podložia je dynamická penetračná skúška (STN EN ISO 22476-2, 2005). Veľkou výhodou tejto skúšky je jej rýchle zhotovenie a možnosť overenia parametrov do hĺbky podložia. Pri realizácii tejto skúšky pred a po realizácii vylepšenia podložia hĺbkovým vibračným zhutňovaním je možné jednoznačne preukázať vylepšenie pevnostných aj deformačných vlastností podložia. Veľkou nevýhodou tejto skúšky je, že jej výsledkom je len „index“ a to je počet úderov potrebných pre zarazenie sondy o 10 cm – index N_{10} . Existuje veľké množstvo korelácií N_{10}

s pevnostnými a deformačnými parametrami podložia a rozptyl výsledkov môže byť relatívne veľký. Z tohto dôvodu bývajú v praxi často vedené diskusie o preukázaní požadovaných „vysokých“ deformačných parametrov.

Skúška, ktorá v Slovenskej praxi nie je využívaná, ale v zahraničí je relatívne bežná je meranie rýchlosti šírenia povrchových vĺn a následný výpočet rýchlosti šmykových vĺn v_s (Heisey, Stokoe, Hudson, & Meyer, 1982), (Szilvágyi, et al., 2017). Z rýchlosti v_s je následne s použitím objemovej hmotnosti zeminy možný výpočet pružného šmykového modulu G_0 zeminy a prevodom s využitím Poissonovho čísla aj určenie Youngovho modulu pružnosti E_0 . Touto skúškou je možné rýchle plošné pokrytie meranej lokality a získanie reálnych deformačných parametrov podložia.

Súčasťou kontroly kvality zhotovenia by mali byť u transparentného zhotoviteľa aj výstupy z realizácie, kde sú sumarizované veličiny ako hĺbka, rýchlosť posunu vibrátora, prítlak a elektrický prúd.

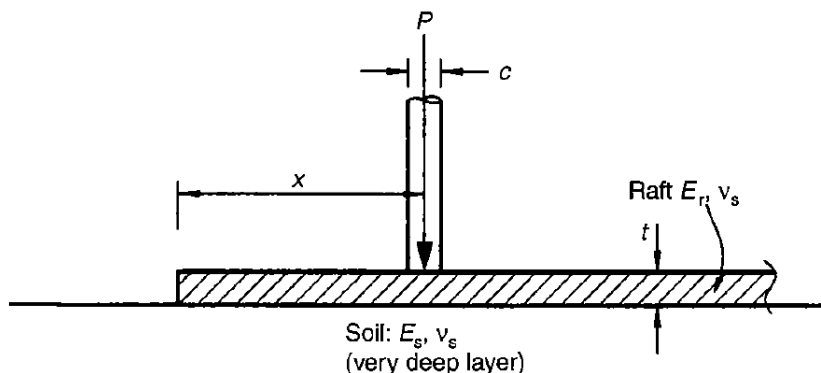
V neposlednom rade je nutné pripomenúť, že na presné určenie deformačných parametrov a ich vývoja pri prítlačovaní stavbou je nevyhnutný intenzívny geotechnický monitoring za pomoci bodov veľmi presnej nivelácie a deformetrických vrtov (Turček & Panuška, 2024) a spätné prepočty za pomoci metódy konečných prvkov (PLAXIS, 2022) a pokročilých výpočtových modelov ako *Hardening soil* (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999) a *Hardening soil small strain* (Benz, 2007).

3 POSTUP NÁVRHU

V tejto časti sú uvedené jednoduché výpočtové postupy na overenie možnosti založenia konštrukcie na základovej doske a jednoduchý výpočet vplyvu vibrácií na okolité konštrukcie.

3.1 OVERENIE MOŽNOSTI ZALOŽENIA NA PLOŠNOM ZÁKLADE

V publikácii (Poulos, 2001) je uvedený jednoduchý postup, za pomoci ktorého je možné overiť nutnosť použitia hĺbkových základov pri kombinácii so základovou doskou. Autor uvádza najmenej štyri body na základe ktorých je možné použitie hĺbkových základov – prekročenie ohybovej únosnosti základovej dosky, prekročenie šmykovej únosnosti základovej dosky, prekročenie medzného kontaktného napätia pod základovou doskou, prekročenie lokálneho povoleného sadania. Uvedené výpočty sú platné pre model stĺpu s priemerom c , vo vzdialenosti x od okraja základovej dosky s hrúbkou t , modulom pružnosti E_r a Poissonovým číslom ν_r . Doska je uložená na polpriestore s modulom pružnosti E_s a Poissonovým číslom ν_s . Geometria modelu je uvedená na Obr. 2. V ďalšej časti sú uvedené výpočty maximálnych síl pôsobiacich v stĺpe pri ktorých je splnené kritérium momentovej a šmykovej odolnosti základovej dosky, limitného sadania základovej dosky a limitného kontaktného napätia pod základovou doskou (Poulos, 2001).



Obr. 2: Geometria výpočtového modelu, prevzaté z (Poulos, 2001).

Maximálna sila P_{cl} , ktorá môže na stĺp pôsobiť bez toho, aby bola prekročená ohybová odolnosť dosky je:

R 2

$$P_{cl} = \frac{M_d}{\max(A_x, B_y)}$$

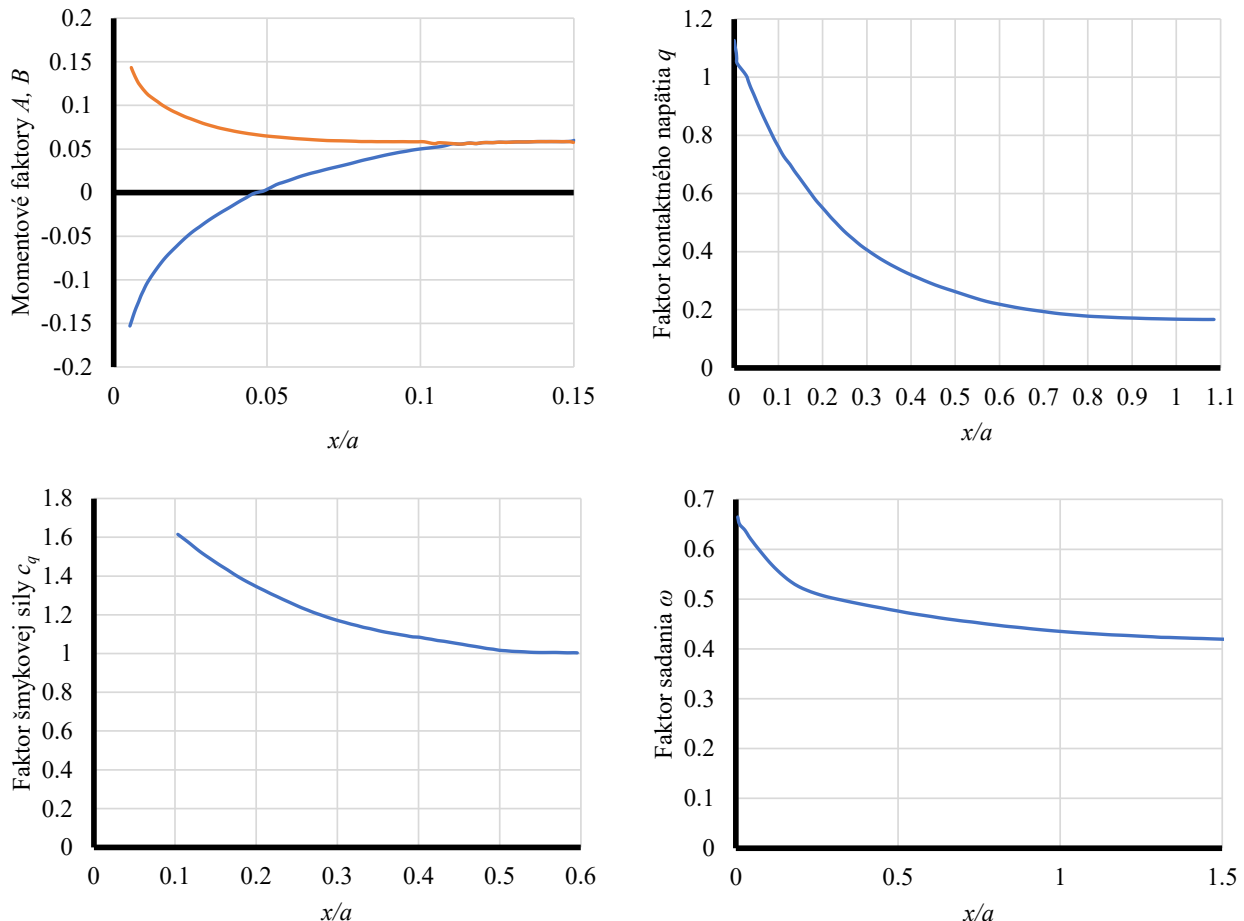
, kde $A_x = A - 0,0928 \cdot \ln(c/a)$, $B_y = B - 0,0928 \cdot \ln(c/a)$, A , B sú uvedené na Obr. 3, a je charakteristická dĺžka základovej dosky $= t \cdot [E_r \cdot (1 - \nu_s^2) / 6 \cdot E_s \cdot (1 - \nu_r^2)]^{1/3}$, M_d návrhový moment odolnosti dosky.

Maximálna sila P_{c2} , ktorá môže na stĺp pôsobiť bez toho, aby bola prekročená šmyková odolnosť dosky je:

R 3

$$P_{c2} = \frac{V_d \cdot 2 \cdot \pi \cdot c}{c_q} + q_d \cdot \pi \cdot c^2$$

, kde q_d je maximálne návrhové kontaktné napätie pod základovou doskou v mieste stĺpu, c_q je faktor z obrázku Obr. 3, V_d je šmyková odolnosť dosky.



Obr. 3: Faktory vystupujúce v rovniciach R 2, R 3, R 4, R 5, prerobené podľa (Poulos, 2001).

Maximálna sila P_{c3} , ktorá môže na stĺp pôsobiť bez toho, aby bola prekročená únosnosť podložia pod doskou je:

R 4

$$P_{c3} = \frac{q_u \cdot a^2}{F_s \cdot q}$$

, kde q_u charakteristická únosnosť podložia, q je faktor z obrázku Obr. 3, F_s je stupeň bezpečnosti.

Maximálna sila P_{c4} , ktorá môže na stĺp pôsobiť bez toho, aby bola prekročená limitná hodnota sadania v danom bode:

R 5

$$P_{c4} = \frac{S_a \cdot E_s \cdot a}{\omega \cdot (1 - \nu_s^2)}$$

, kde S_a je limitné sadania podložia, ω je faktor z obrázku Obr. 3. V tomto bode je nutné poznamenať, že uvedené sadanie zahŕňa len bodové sadanie v mieste stĺpa bez zohľadnenia spolupôsobenia a sadania okolitých stĺpov a globálneho napätostného stavu pod doskou.

Uvedené vzťahy boli získané na základe pružných riešení bodovo zaťaženej dosky na pružnom polpriestore (Poulos, 2001). Následne pokiaľ sila v stĺpe P nepresiahne minimálnu z hodnôt P_{c1} , P_{c2} , P_{c3} , P_{c4} , je možné predpokladať, že založenie na hĺbkových základoch nebude potrebné. Uvedené výpočty je možné použiť na rýchle overenie potreby hĺbkového zakladania a je nutné ich potvrdiť v globálnom výpočtovom modeli.

3.2 VÝPOČET SADANIA A ÚNOSNOSTI PODLOŽIA

Konečné sadanie základovej pôdy (celkové alebo čiastkové) pod vyšetrovaným bodom odporúča norma (STN 73 1001, 2010) určovať z rovnice R 6. Tento vzťah nepredpokladá roztláčanie základovej pôdy pod základom do strán:

$$R\ 6 \quad s = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z,i} - m_i \cdot \sigma_{or,i}}{E_{oed,i}} \cdot h_i$$

, kde s je sadanie uvažovaného bodu; $\sigma_{z,i}$ zvislá zložka napätia pod uvažovaným bodom vplyvom prítlačenia stavbou σ_{ol} v strede i -tej vrstvy; m_i opravný súčiniteľ prítlačenia, ktorý sa pre i -tú vrstvu stanoví v závislosti od druhu základovej pôdy; $\sigma_{or,i}$ pôvodné geostatické napätie v strede i -tej vrstvy; h_i hrúbka i -tej vrstvy; $E_{oed,i}$ návrhový oedometrický modul i -tej vrstvy základovej pôdy. Pri výpočte sadania je vyššie uvedený výpočet robený pre charakteristické body základovej dosky (stred, stred dlhšej hrany, stred kratšej hrany, roh) a následná tuhosť podložia do výpočtového modelu hornej stavby je určená na základe priemeru z týchto hodnôt. Samotné prítlačenie je modelované ako konštantné po celej doske na základe výslednice z hornej stavby podelenej plochou základovej dosky alebo môže byť použitá superpozícia rôznych plošných zaťažení na základe rozdelenia v pôdoryse.

Pre homogénnu základovú pôdu tvorenú zeminami sa návrhová únosnosť základu R_d pre odvodené podmienky stanoví podľa (STN EN 1997-1, 2005) nasledujúcim spôsobom:

$$R\ 7 \quad R_d = \left(c_d' N_c s_c d_c i_c + q' N_q s_q d_q i_q + \gamma' \frac{B}{2} N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \right) / \gamma_R$$

, kde R_d je zvislá návrhová únosnosť v kPa; γ_R parciálny súčiniteľ únosnosti rovný 1,4; c_d' návrhová hodnota súdržnosti v kPa; q' efektívne prítlačenie vplyvom hĺbky založenia v kNm⁻²; γ' efektívna objemová tiaž základovej pôdy pod základovou škárou v kNm⁻³; B šírka alebo priemer základu v m; N_c , N_q , N_γ súčinitele únosnosti závislé od návrhovej hodnoty uhla šmykovej pevnosti; s_c , s_q , s_γ súčinitele tvaru základu; d_c , d_q , d_γ súčinitele vplyvu hĺbky založenia; i_c , i_q , i_γ súčinitele šikmosti zaťaženia. Pri výpočte únosnosti môže byť do tohto výpočtu konzervatívne počítané s prítlačením q' len od základovej dosky (hrúbka dosky x objemová tiaž betónu). Pri posúdení v mieste stĺpa môže byť doska nahradená pätkou s rozmerom a (charakteristická dĺžka uvedená v predošlej kapitole).

Výpočet interakcie s hornou stavbou, posúdenie sadania a vyhodnotenie vnútorných síl sú na našom území mnohokrát riešené za pomoci rovnice R 6 implementovanej vo výpočtom softvare, napríklad module Soilin (Scia Engineer, 2011). Pružné uloženie môže byť prípadne počítané mimo modelu hornej stavby a do tohto modelu je zadané len vo forme „pružín“ pod základovou doskou.

Súčasná moderná doba a výpočtové technológie však ponúkajú aj relatívne presné riešenie interakcie konštrukcií s hornou stavbou za pomoci špecializovaných softwarov ako napríklad (PLAXIS, 2022). Pri náročnejších stavbách a požiadavkách na optimalizáciu je vhodné využitie takýchto softwarov na určenie všeobecných mechanizmov fungovania, komplexného spolupôsobenia hornej stavby a podložia. Následne je možné odladenie globálnych statických modelov hornej stavby a rozdelenie tuhostí pod základovou doskou. Pokročilé numerické výpočty preukázali už aj na našom území úspešnú predikciu vývoja sadania výškových budov (Turček & Panuška, 2024), (Chalmovský, Červenka, Dobrovolský, & Račanský, 2024). Je však nutné takéto výpočtové postupy na našom území rozvíjať a presadzovať dôsledné určenie vstupných parametrov potrebných pre realizáciu týchto výpočtov. Jedná sa najmä o deformačné parametre vylepšeného podložia a deformačné parametre neogénnych zemín.

3.3 POSÚDENIE VPLYVU VIBRÁCIÍ NA OKOLITÉ OBJEKTY

Jedným z diskutovaných praktických aspektov pri návrhu hĺbkového vibračného zhutňovania je vplyv vibrácií na okolité objekty. Tento kritický bod je nutné zvážiť najmä v intraviláne a prielukách. Na základe terénnych meraní počas realizácie hĺbkového vibračného zhutňovania je možné pre výpočet vrcholovej rýchlosti kmitania častíc PPV (Achmus, Wehr, & Spannhoff, 2010) použiť vzorec:

$$R\ 8 \quad PPV = K \cdot \frac{\sqrt{E}}{r}$$

, kde E je energia vibrátora = W/f (W – príkon, f – frekvencia kmitania), r je vzdialenosť posudzovaného bodu od zdroja vibrácií, K je empirický faktor určený na základe meraní v (Achmus, Wehr, & Spannhoff, 2010). Hodnota $K = 23,1$ bola určená pre vodorovné kmitanie základov $PPV_{f,h}$ a pre pravdepodobnosť prekročenia vypočítanej hodnoty 2,25%. Hodnota $K = 17,0$ bola určená pre zvislé kmitanie základov $PPV_{f,v}$ a pre pravdepodobnosť prekročenia vypočítanej hodnoty 2,25%. Výslednica kmitania základu je daná vzťahom:

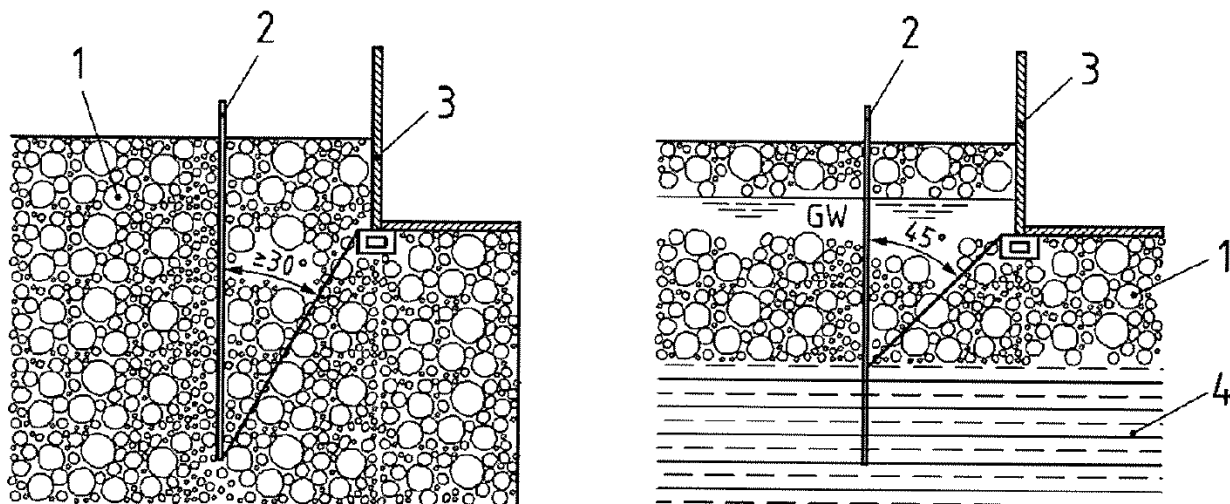
$$R\ 9 \quad PPV_{f,res} = \sqrt{PPV_{f,z}^2 + PPV_{f,h}^2}$$

Hodnota $K = 95,2$ bola určená pre výsledné kmitanie podlažia $PPV_{G,res}$ a pre pravdepodobnosť prekročenia vypočítanej hodnoty 2,25%. Výsledné zrýchlenie v podlaží $PPA_{G,res}$ je možné vypočítať z:

$$R\ 10 \quad PPA_{G,res} = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot PPV_{G,res}$$

Pre posúdenie sadania podlažia sa odporúča, aby hodnota $PPA_{G,res}$ nepresiahla hodnotou 1/3 gravitačného zrýchlenia ($3,3\text{ m/s}^2$). Toto je dôležité dodržať najmä u zemin citlivých na vibrácie (kypré, prípadne stredne uľahnuté piesky). Pre posúdenia kmitania stropných konštrukcií vo zvislom (PPV_v) a vodorovnom (PPV_h) smere sú v (Achmus, Wehr, & Spannhoff, 2010) odporúčené prenosové koeficienty $TC_h = 1,0$ (pre vodorovný smer) a $TC_v = 1,0$ (pre zvislý smer). V uvedenej publikácii autori uvádzajú, že vlastné frekvencie stropných konštrukcií zriedka presiahnu hodnotu 25 Hz. Preto by mali byť pri použití vibrátorov s vyššími frekvenciami eliminované rezonancie a vyššie prenosové koeficienty TC_h , TC_v (Achmus, Wehr, & Spannhoff, 2010). Uvedené vypočítané hodnoty je možné následne porovnať s limitmi pre stavebné konštrukcie a inžinierske siete uvedenými napríklad v (DIN 4150-3, 2016), (SN 640312a, 1982).

Ďalšou zjednodušenou možnosťou posúdenia je posúdenie odstupu od zdroja vibrácií podľa Obr. 4. Pri hrubozrnných zeminách nad hladinou podzemnej vody je možné uvažovať s odstupom určeným čiarou vedenou pod sklonom 30° od zvislice, od konca zdroja vibrácií (prípadne dna vrstvy hrubozrnnnej zeminy). Pri hrubozrnných zeminách pod hladinou podzemnej vody je možné uvažovať s odstupom určeným čiarou vedenou pod sklonom 45° od zvislice, od konca zdroja vibrácií (prípadne dna vrstvy hrubozrnnnej zeminy).



Obr. 4: Odstup zdroja vibrácií od stavebných konštrukcií, 1 – hrubozrnná zemina, 2 – štetovnicová stena (vibrobaranená), 3 – posudzovaná stavebná konštrukcia, 4 – íl, silt, prevzaté z (DIN 4150-3, 2016).

Z archívnych meraní (GEODYN SPOL. S R.O., 2002), (GEODYN SPOL. S R.O., 2002) je možné konštatovať, že mnohokrát sú nepriaznivejšie účinky vibrácií vyvolané nízkofrekvenčnými zdrojmi ako sú napríklad búracie kladivá. Naopak hĺbkové vibračné zhutňovanie ani vibrobaranenie štetovnic nevyvolali väčšie účinky ako vyššie uvedené zdroje.

Je nutné upozorniť, že tu uvedené metódy sú orientačné a pre potreby zhodnotenia rizík vyvolaných vibráciami v podloží je nutné konzultovať konkrétne riešenie so zhotoviteľom prác špeciálneho zakladania so skúsenosťami v danej lokalite. Zároveň je nutné pre získanie lokálnych skúseností vykonávať aj terénne merania počas realizácie hĺbkového vibračného zhutňovania.

4 REALIZÁCIE S VYUŽITÍM HĽBKOVÉHO VIBRAČNÉHO ZHUTŇOVANIA

4.1 POLYFUNKČNÝ KOMPLEX MUCHOVO NÁMESTIE

Zhrnutie údajov o stavbe polyfunkčného komplexu na Muchovom námestí v Bratislavskej Petržalke je uvedené v Tab. 1, pôdorys základovej dosky s približným rozmerom 20,0 x 50,0 m je uvedený na Obr. 5. Výstavba je v súčasnosti ukončená a objekt je v kolaudačnom konaní.

Hĺbkové vibračné zhutňovanie bolo použité za účelom zníženia celkových sadaní, vylepšenia interakcie medzi konštrukciou a podložími a za účelom zhutnenia polôh kyprých hrubozrnných zemín z dôvodu rizika výrazného nerovnomerného sadania pri seizmickej návrhovej situácii.

Uvedená stavba mala niekoľko špecifik, ktoré boli riešené najmä v čase realizácie. V danom území bola prítomná navážka s mocnosťou od 1,6 m až do 4,4 m. Z tohto dôvodu bolo lokálne nutné pristúpiť k výmene podlažia pod základovou doskou a nahradeniu navážok štrkovou výmenou. Veľkou výhodou nasadenie technológie hĺbkového vibračného zhutňovania bolo, že výmena nemusela byť realizovaná a zhutňovaná plošne po malých krokoch, ale bolo možné odstrániť navážku a vytvorený priestor zasypať štrkom v plnom objeme s následným zhutnením za pomoci hĺbkového vibrátora.

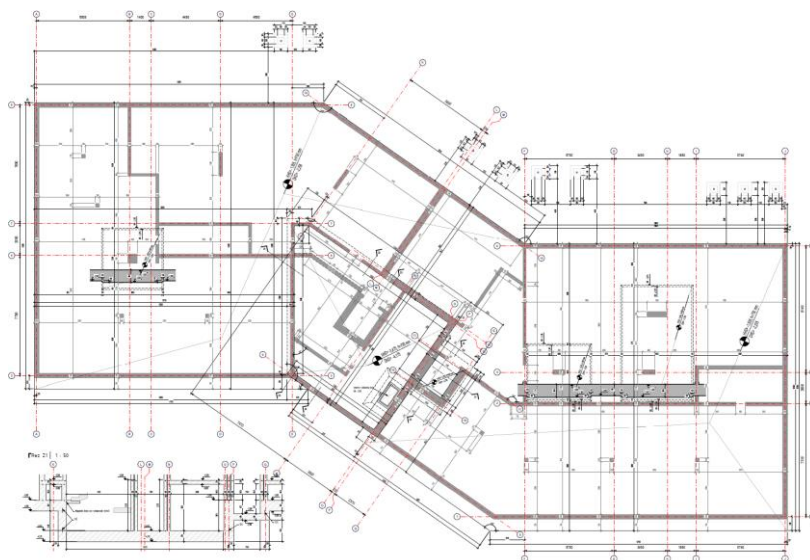
Tab. 1: Súhrn informácií o stavbe polyfunkčného komplexu na Muchovom námestí.

Lokalita	Petržalka, Muchovo námestie
Statik hornej stavby	PROMA s.r.o.
Mocnosť štrkov pod ZŠ	cca 14 - 16 m
Hĺbka HVZ od ZŠ	5.0 m (3.0 m v mieste priehlbne)
Navrhnuté vylepšenie E_{def}	250 MPa
Počet podzemných podlaží	1
Počet nadzemných podlaží	8
Nosný systém	železobetónový stenový (v 1 NP prechod cez stĺpy)
Hrúbka základovej dosky	700 - 800 mm
Približný rozmer základovej dosky	20.0 x 50.0 m
Maximálne výpočtové sadanie	18.11 mm (pre 135 kPa v strede základovej dosky)
Maximálne namerané sadanie	6.4 mm (nulté meranie pri stenách 1.NP)

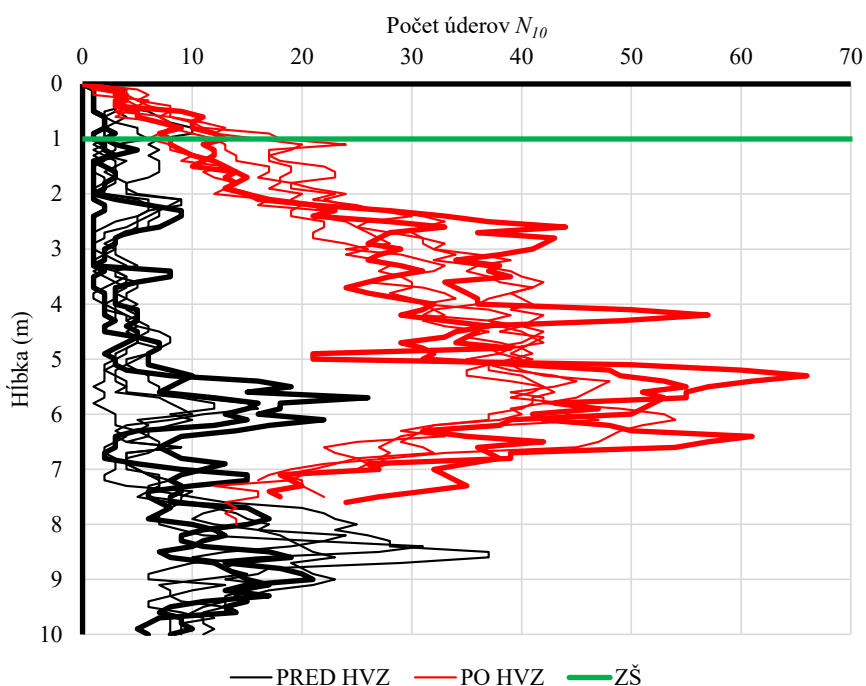
Zároveň bola v procese výstavby vyvolaná obava, že z dôvodu vibrácií môže dôjsť k poškodeniu blízkych inžinierskych sietí a blízkej nízko podlažnej konštrukcie s ľahkým oceľovým nosným systémom. Po konzultácii so zhotoviteľom a orientačnom preverení vplyvu vibrácií podľa postupov uvedených v časti 3.3 bolo zhodnotené, že navrhnuté riešenie je vyhovujúce a bezpečné. Boli navrhnuté merania vibrácií, ktoré mali slúžiť na overenie predpokladov, avšak tieto merania neboli realizované.

Na Obr. 6 je možné vidieť úroveň vylepšenia zobrazenú ako počet úderov N_{10} dynamickej penetračnej sondy. Hrubou čiarou sú zvýraznené skúšky v mieste, kde bola odstránená navážka a bola realizovaná výmena podlažia. Ako je možné vidieť v priemere došlo kvalitatívne k 5 – 7 násobnému vylepšeniu podlažia. Vypočítané hodnoty E_{def} pred realizáciou hĺbkového vibračného zhutňovania dosahovali v priemere 52,3 MPa,

po realizácii hĺbkového vibračného zhutňovania to bolo v priemere 274,9 MPa, čo je približne 5 násobný nárast.



Obr. 5: Pôdorys základovej dosky – PROMA s.r.o.



Obr. 6: Zobrazenie počtu úderov N_{10} dynamickej penetračnej skúšky, pred realizáciou a po realizácii hĺbkového vibračného zhutňovania – hrubé údaje prebraté od Keller špeciálne zakladanie, spol. s.r.o..

4.2 POLYFUNKČNÝ OBJEKT OFFICE PRÍSTAVNÁ 1

Zhrnutie údajov o stavbe polyfunkčného komplexu na rohu Prístavnej a Plynárenskej ulice v Bratislavskom Ružinove je uvedené v Tab. 2, pôdorys základovej dosky s približným rozmerom 65,0 x 82,0 m je uvedený na Obr. 7. Výstavba je v súčasnosti ukončená a objekt je v užívaní.

Hĺbkové vibračné zhutňovanie bolo použité za účelom zníženia celkových sadaní a vylepšenia interakcie medzi konštrukciou a podloží. Okrem hĺbkového vibračného zhutňovania boli použité aj krátke stĺpy tryskovej injektáže (Croce, Flora, & Modoni, 2014). Tieto mali v mieste stavby s nadzemnými

podlažiami priemer 1,8 – 2,2 m a dĺžku 5,0 m. Stĺpy tryskovej injektáže boli umiestnené najmä v častiach, kde bolo v stĺpoch vysoké zaťaženie lokálne dosahujúce 12 – 15 MN.

Predmetná stavba bol realizovaná v blízkosti existujúcej stavby objektu ŠEVT. Tento objekt je železobetónový skelet založený na pilótach typu VUIS. Objekt ŠEVT bol pôvodne prepojený hrubou základovou doskou s prefabrikovaným železobetónovým skeletom nachádzajúcim sa pôvodne na mieste stavby Office Prístavná 1. Počas búracích prác pôvodného objektu situovaného v mieste výstavby došlo k poruchám na novo realizovaných nenosných konštrukciách objektu ŠEVT. Zároveň sa objavili aj praskliny v miestach spojov železobetónovej skeletovej konštrukcie. Je nutné poznamenať, že uvedené poruchy sa objavili počas demolačných prác v tesnej blízkosti objektu ŠEVT, ktoré boli realizované ťažkým pásovým bagrom s hydraulickým kladivom. Ako bolo uvedené v časti 3.3 takéto účinky sú nepriaznivejšie ako vysokofrekvenčné vibrácie.

Z dôvodu vyššie uvedených porúch a ďalšieho bezproblémového postupu výstavby bolo rozhodnuté, že dôjde k úprave a hĺbkové vibračné zhutňovanie bude v časti pri objekte ŠEVT vynechané a bude nahradené tromi stĺpmi tryskovej injektáže pod zvislými nosnými prvkami (Obr. 7). Takto bola realizácia prác špeciálneho zakladania aj úspešne vykonaná a ukončená. Navrhnuté merania na objekte ŠEVT nepreukázali počas ďalších prác žiadne sadania.

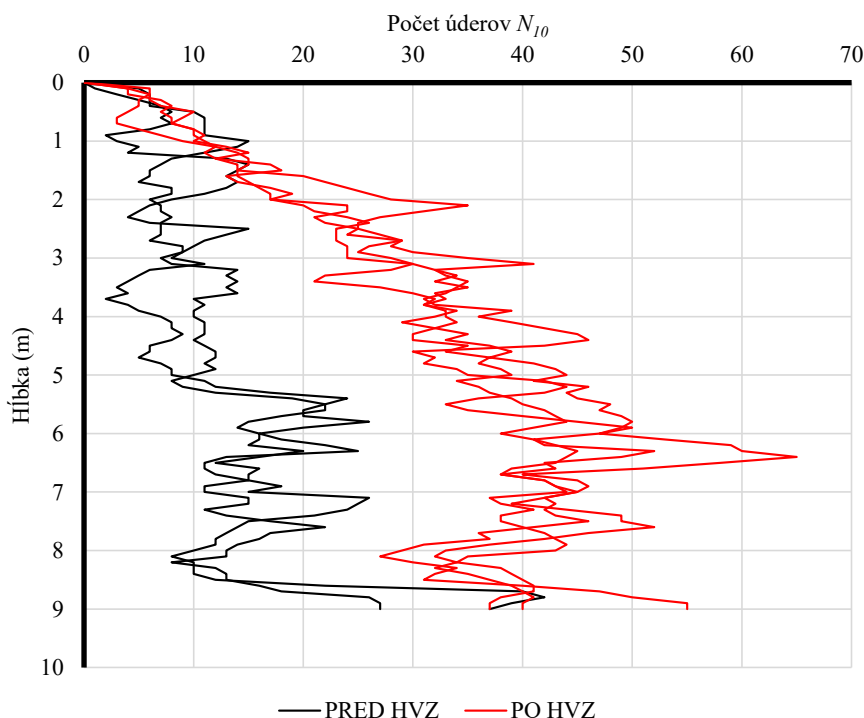
Tab. 2: Súhrn informácií o stavbe polyfunkčného komplexu Office Prístavná 1.

Lokalita	Ružinov, Prístavná / Plynárenská
Statik hornej stavby	CUKON s.r.o.
Mocnosť štrkov pod ZŠ	cca 9 - 10 m
Hĺbka HVZ od ZŠ	8.0 m
Navrhnuté vylepšenie E_{def}	250 MPa
Počet podzemných podlaží	2
Počet nadzemných podlaží	9
Nosný systém	železobetónový stenový (v suteréne stĺpy + jadro)
Hrúbka základovej dosky	700 - 1100 mm
Približný rozmer základovej dosky	65.0 x 82.0 m
Maximálne výpočtové sadanie	22.03 mm (pre 195 kPa v strede základovej dosky)
Maximálne namerané sadanie	Meranie nie je dostupné



Obr. 7: Pôdorys základovej dosky, s vyšrafovanou časťou určenou pre HVZ – CUKON s.r.o.

Na Obr. 8 je možné vidieť úroveň vylepšenia zobrazenú ako počet úderov N_{10} dynamickej penetračnej sondy. Ako je možné vidieť v priemere došlo kvalitatívne k 2 – 4 násobnému vylepšeniu podložia. Vypočítané hodnoty E_{def} pred realizáciou hĺbkového vibračného zhutňovania dosahovali v priemere 100 MPa, po realizácii hĺbkového vibračného zhutňovania to bolo v priemere 255 MPa, čo je približne 2,5 násobný nárast.



Obr. 8: Zobrazenie počtu úderov N_{10} dynamickej penetračnej skúšky, pred realizáciou a po realizácii hĺbkového vibračného zhutňovania – hrubé údaje prebraté od Keller špeciálne zakladanie, spol. s.r.o..

4.3 POLYFUNKČNÝ OBJEKT GANZ HOUSE

Zhrnutie údajov o stavbe polyfunkčného objektu medzi ulicami Pribinova a Čulenova v Bratislavskej mestskej časti Staré Mesto je uvedené v Tab. 3, trojuholníkový pôdorys základovej dosky s približným rozmerom strán 67,0 x 100,0 x 115,0 m je uvedený na Obr. 9. V súčasnosti prebieha výstavba tohto objektu, práce hĺbkového vibračného zhutňovania už boli realizované.

Hĺbkové vibračné zhutňovanie bolo použité za účelom zníženia celkových sadaní, vylepšenia interakcie medzi konštrukciou a podlažím a za účelom zhutnenia polôh kypkých hrubozrnných zemín z dôvodu rizika výrazného nerovnomerného sadania pri seizmickej návrhovej situácii.

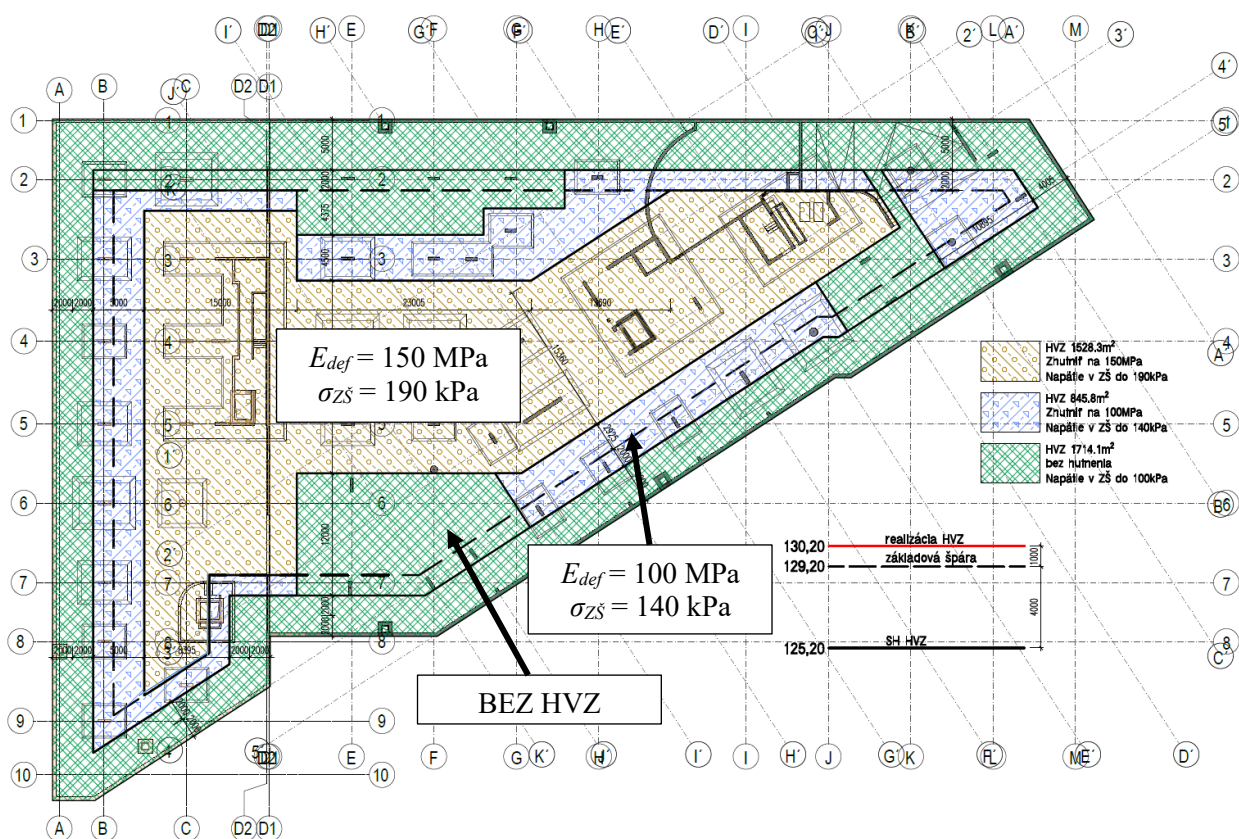
Ako je možné vidieť na Obr. 9, pôdorysne bola v súčinnosti so statikom hornej stavby realizácia hĺbkového vibračného zhutňovania rozdelená do niekoľkých zón. Po obvode nebola navrhnutá žiadna úprava podlažia. K tomuto kroku sa pristúpilo z dôvodu, že v okolí objektu sa nachádzajú podzemné vjazdy do budovy Eurovea 2. Aby sa predišlo prípadnému sadaniu vjazdov a ich dodatočnému namáhaniu bol odstup v kooperácii so zhotoviteľom navrhnutý v zmysle zásad uvedených v časti 3.3. Následne boli stanovené dve zóny úpravy podlažia za pomoci hĺbkového vibračného zhutňovania. V prvej časti s kontaktným napätím do 140 kPa bola navrhnutý modul deformácie $E_{def} = 100$ MPa. V druhej časti s kontaktným napätím do 140 kPa bola navrhnutý modul deformácie $E_{def} = 150$ MPa. Nižšie požadované vylepšenie deformačných parametrov vyplývalo najmä z toho, že v projekte bolo hĺbkové zhutnenie navrhnuté najmä z dôvodu eliminácie nerovnomerných sadaní v seizmickej návrhovej situácii. Nižšie požadované parametre a malé dĺžky vylepšenia viedli zároveň ku kompaktnej a efektívnej mechanizácii použitej v hlbkej a stiesnenej stavebnej jame v centre Bratislavy.

Na Obr. 10 je možné vidieť úroveň vylepšenia zobrazenú ako počet úderov N_{10} dynamickej penetračnej sondy. Je zrejmé, že v tomto prípade má úroveň vylepšenia značný rozptyl. Tento rozptyl je spôsobený tým, že boli použité dve zóny zlepšenia a body skúšania zvolené dozorom investora boli zväčša na okraji oblastí vylepšenia. Nie je možné očakávať, že medzi rozhraním oblastí s $E_{def} = 150$ MPa a bez vylepšenia a oblastí s $E_{def} = 150$ MPa a s $E_{def} = 100$ MPa budú rovnaké dosiahnuté parametre zhutnenia. Ako je možné

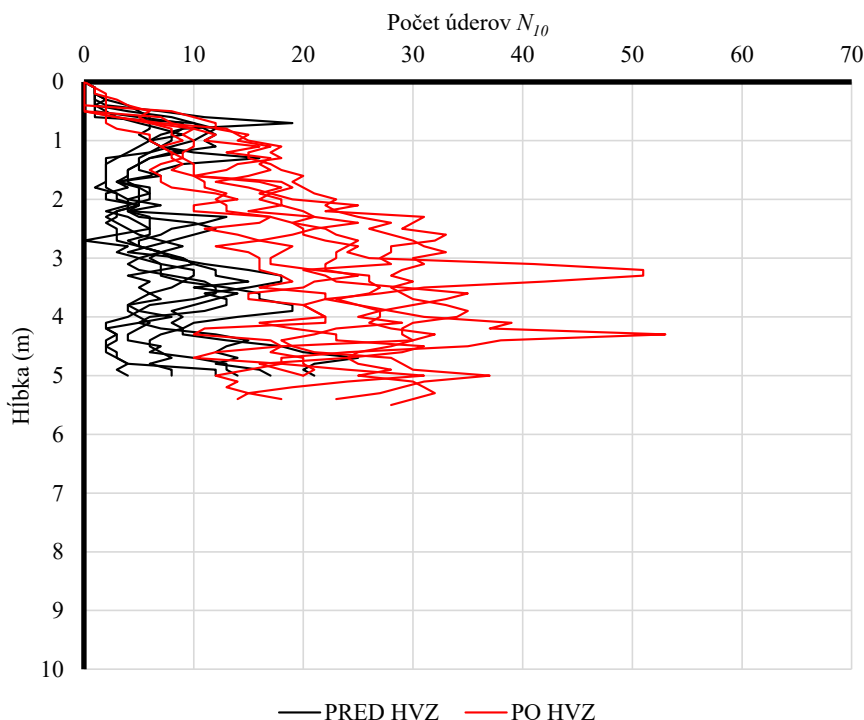
vidieť v priemere došlo kvalitatívne k 2 – 4 násobnému vylepšeniu podlažia. Vypočítané hodnoty E_{def} pred realizáciou hĺbkového vibračného zhutňovania dosahovali v priemere 65,8 MPa, po realizácii hĺbkového vibračného zhutňovania to bolo v priemere 197,2 MPa, čo je približne 3 násobný nárast. Zároveň je úroveň vylepšenia významne vyššia ako požadovaná.

Tab. 3: Súhrn informácií o stavbe polyfunkčného objektu Ganz House.

Lokalita	Staré Mesto, Pribinova / Čulenova
Statik hornej stavby	OBERMEYER HELIKA s.r.o.
Mocnosť štrkov pod ZŠ	cca 5 - 6 m
Hĺbka HVZ od ZŠ	4.0 m
Navrhnuté vylepšenie E_{def}	100 MPa - 150 MPa
Počet podzemných podlaží	2
Počet nadzemných podlaží	9
Nosný systém	železobetónový stenový (2PP - 2NP stĺpy + jadro) - bytová časť železobetónový stĺpový s jadrom - administratíva
Hrúbka základovej dosky	800 - 1400 mm
Približný rozmer základovej dosky	67.0 x 100.0 m (trojuholníkový tvar)
Maximálne výpočtové sadanie	30.45 mm (pre 160 kPa v strede základovej dosky) 34.16 mm (pre 190 kPa v strede základovej dosky)
Maximálne namerané sadanie	20,50 mm



Obr. 9: Pôdorys základovej dosky, s časťami označenými pre rôzne úrovne HVZ – OBERMEYER HELIKA s.r.o.



Obr. 10: Zobrazenie počtu úderov N_{10} dynamickej penetračnej skúšky, pred realizáciou a po realizácii hĺbkového vibračného zhutňovania – hrubé údaje prebraté od Keller špeciálne zakladanie, spol. s.r.o..

5 ZÁVER

Ako bolo v tomto príspevku preukázané v lokalite Bratislavy a typických geologických podmienkach v časti Podunajskej nížiny je možné aj v intraviláne Bratislavy využiť pre zakladanie stavebných objektov zlepšenie podlažia za pomoci hĺbkového vibračného zhutňovania. Týmto spôsobom je možné navrhnúť založenie týchto objektov na plošných základoch, ktoré sú z hľadiska času aj ekonomiky výstavby efektívne.

Zároveň je možné vidieť, že v zahraničí sú poznatky ohľadom návrhu, realizácie a rizík spojených so zhotovením hĺbkového vibračného zhutňovania a zakladania na plošných základoch na vysokej úrovni. Táto úroveň poznania je dosiahnutá vďaka intenzívnemu vývoju a výskumu základných mechanizmov pôsobenia či už pri realizácii hĺbkového zhutňovania alebo v procese návrhu a analýze priťažovania podlažia konštrukciami.

Tu uvedené postupy sú zjednodušenými návrhovými postupmi používanými pri návrhu hĺbkového vibračného zhutňovania, návrhu plošných základov a analýze deformácií horninového prostredia. Za účelom získania lokálneho „know – how“ je nutné nasledovať aktuálne zistenia a vývoj. Získanie lokálnych poznatkov je podmienené správnym definovaním vstupov do pokročilých výpočtových modelov za pomoci progresívnych in – situ skúšok. Následné predpoklady výpočtov je nutné potvrdiť meraniami geotechnického monitoringu za pomoci meraní veľmi presnej nivelácie, deformetrických meraní a meraní kontaktných napätí pod základovou doskou. Až prepojenie týchto dvoch fáz môže viesť k vylepšeniu súčasných zjednodušených modelov a vylepšeniu teoretických poznatkov ktoré máme a ich podporenie skúsenosťou z výstavby.

Vzhľadom na súčasný hektický spôsob prípravy a realizácie projektov je nutná aktívna a flexibilná kooperácia medzi inžinierskym geológom, statikom, geotechnikom a zhotoviteľom. Táto by zároveň mala byť podporená poznatkami a modernými postupmi prinesenými z akademického prostredia.

6 POĎAKOVANIE

Autor tohto príspevku by sa chcel poďakovať Ing. Ondrej Mikuš (OBERMEYER HELIKA s.r.o.), Ing. Marek Čuhák (CUKON s.r.o.), Ing. Martin Miškov a Ing. Ján Ferenc (PROMA s.r.o.) za prejavenú dôveru pri riešení spoločných projektov. Poďakovanie patrí aj Ing. Petrovi Juríkovi, Ing. Petrovi Čápayovi a Ing. Jánovi Dobrovolskému (Keller špeciálne zakladanie, spol. s.r.o.) za konzultácie a trpezlivosť pri riešení praktických problémov spojených s vibračnými technológiami špeciálneho zakladania.

7 LITERATÚRA

- AG audit, s.r.o. (12/2018). *Bratislava, Černyševského - inžinierskogeologický prieskum, podrobný inžinierskogeologický prieskum.*
- Achmus, M., Wehr, J., & Spannhoff, T. (2010). Building vibrations due to deep vibro processes. *7th Conference on Ground Improvement Techniques. Seoul, South Korea.*
- Benz, T. (2007). Small Strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences. *Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik der Universität of Stuttgart*, 187.
- Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014). *Jet Grouting. Technology, Design and Control.*
- DIN 4150-3. (2016). *Vibrations in buildings. Part3: Effects on structures, English translation of DIN 4150-3:2016-12.*
- DRILL s.r.o. (02/2021). *Bratislava - Prístavná ulica, Projekt Prístavná - podrobný inžinierskogeologický prieskum.*
- DRILL s.r.o. (04/2018). *Bratislava - Prístavná ulica, OFFICE - orientačný inžinierskogeologický prieskum.*
- Galliková, Z. (2018). Experimental Analysis of Over-Consolidation in Subsoil in Bratislava, Slovakia. *Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering, Volume 1*, 514-518.
- GEODYN SPOL. S R.O. (2002). *Měření vibrací u budovy traťostanice při beranění štětovnic a zhutňování základové spáry pomocí metody hloubkového vibračního zhutňování.*
- GEODYN SPOL. S R.O. (2002). *Měření vibrací v budově chirurgického pavilonu při beranění štětovnic a zhutňování základové spáry pomocí metody hloubkového vibračního zhutňování.*
- Hardin, B., & Richart, F. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(SM 1), 33-65.
- Heisey, J., Stokoe, K., Hudson, W., & Meyer, A. (1982). Determination of In Situ Shear Wave Velocities from Spectral Analysis of Surface Waves. *U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration*, 277.
- Hulla, J. (2007). *Sadanie vysokých budov.* Dostupné na Internet: <https://www.asb.sk/stavebnictvo/sadanie-vysokych-budov>
- Chalmovský, J., Červenka, J., Dobrovolský, J., & Račanský, V. (2024). Settlement Analysis of the Nivy Tower in Bratislava by the Finite Element Method. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 33-40.
- Keller Holding GmbH. (2010). *Deep Vibro Techniques.*
- Kirsch, K., & Kirsch, F. (2017). *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods.*
- Massarsch, K., Fellenius, B., & Wersäll, C. (2019). Horizontal stress increase induced by deep vibratory compaction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*, 1-26.
- Nagy, P., Pistol, J., Kopf, F., & Adam, D. (2021). Integrated compaction control based on the motion behavior of a deep vibrator. *Transportation Geotechnics*, 1-15.
- Obruzd, R., & Truty, A. (2020). THE HARDENING SOIL MODEL - A PRACTICAL GUIDEBOOK. 209.
- Oztoprak, S., & Bolton, M. (2013). Stiffness of Sands Through a Laboratory Test Database. *Géotechnique*, 63(1), 54-70.
- PLAXIS. (2022). *PLAXIS 2D - Reference manual CONNECT Edition V22.*
- Poulos, H. (2001). Piled raft foundations: design and applications. *Géotechnique (51)*, 95-113.
- Scia Engineer. (2011). *Soilin - Kalkulace C parametrů.*
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of Plaxis*, 1-16.
- SN 640312a. (1982). *Erschütterungen – Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke. Schweizer Norm.*
- STN 73 1001. (2010). *Geotechnické Konštrukcie. Zakladanie stavieb.*
- STN 73 6190. (2019). *Statická zaťažovacia skúška stavebných konštrukcií doskou.*
- STN EN 1997-1. (2005). *Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 1: Všeobecné pravidlá.*
- STN EN ISO 22476-2. (2005). *Geotechnický prieskum a skúšanie. Terénne skúšky. Časť 2: Dynamické penetračné skúšky.*
- Szilvágyi, Z., Panuska, J., Kegyes-Brassai, O., Wolf, Á., Tildy, P., & Ray, R. (2017). Ground Response Analyses in Budapest Based on Site Investigations and Laboratory Measurements. *International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering*, 11(4), 307-317.

- Šujan, M., Slávik, I., Galliková, Z., Dovičín, P., & Šujan, M. (2016). Pre-Quaternary basement of Bratislava (part 1): genetic vs. geotechnical characteristics of the Neogene foundation soils. *Acta Geologica Slovaca*, 71-86.
- TerraTest s.r.o. (2016a). *TRIANGEL Bratislava - podrobný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum*.
- Turček, P., & Panuška, J. (2024). Prognóza a overenie sadania vysokej budovy. *28. konferencia statikov STATIKA STAVIEB 2024*.