

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

**FAKULTA STAVEBNÍ**



**BAKALÁŘSKÁ PRÁCE**

**2017**

**JAN BUCHLÁK**

České vysoké učení technické v Praze  
Fakulta stavební  
Katedra betonových a zděných konstrukcí

# **Ponorné molo z vláknobetonu**

## **Bakalářská práce**

Vypracoval: Jan Buchlák  
Vedoucí bakalářské práce: Ing. Petr Bílý, Ph.D.  
Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

Praha 2017





## ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

### I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE


Příjmení: <u>Buchlák</u>	Jméno: <u>Jan</u>	Osobní číslo: <u>426327</u>
Zadávací katedra: <u>Katedra betonových a zděných konstrukcí</u>		
Studijní program: <u>Stavební inženýrství</u>		
Studijní obor: <u>Konstrukce pozemních staveb</u>		

### II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: <u>Ponorné molo z vláknobetonu</u>	
Název bakalářské práce anglicky: <u>Submersible fibre-reinforced concrete pier</u>	
Pokyny pro vypracování: V rámci bakalářské práce vypracujte: - Přehled příkladů plovoucích betonových konstrukcí. - Přehled pravidel pro navrhování plovoucích betonových konstrukcí. - Přehled zatěžovacích stavů pro návrh prvku ponorného mola z vláknobetonu. - Návrh tvaru prvku s ohledem na jeho stabilitu na vodní hladině. - Návrh rozměrů a vyztužení prvku - výpočty, výkres tvaru a vyztuže jednoho prvku mola.	
Seznam doporučené literatury: - Skripta Fakulty stavební ČVUT z oblasti technologie a navrhování betonových konstrukcí a z oblasti hydromechaniky. - Maarten Koekoek: Connecting Modular Floating Structures: A General Survey and Structural Design of a Modular Floating Pavilion. Master Thesis, Delft University of Technology, 2010. - Další literaturu vyhledejte v knihovně ČVUT nebo online citačních databázích.	
Jméno vedoucího bakalářské práce: <u>Ing. Petr Bílý, Ph.D.</u>	
Datum zadání bakalářské práce: <u>20.2.2017</u>	Termín odevzdání bakalářské práce: <u>28.5.2017</u> <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
 Podpis vedoucího práce	

### III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

*Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.*

<u>20-02-2017</u>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)

---

## Prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně, pouze s využitím poskytnutých odborných konzultací. Veškeré literární prameny a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

Jsem si vědom toho, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zákona č. 121/2000 Sb., ve znění zákona č. 81/2005 Sb. (autorský zákon).

Souhlasím s prezenčním zpřístupněním své práce v Ústřední knihovně Fakulty stavební a Fakulty architektury ČVUT.

V Praze dne 29. 5. 2017

.....  
*Jan Buchlák*

---

## **Poděkování**

Rád bych na tomto místě poděkoval panu Ing. Petru Bílému, Ph.D., panu doc. Ing. Aleši Havlíkovi, CSc. a paní Ing. Běle Stibůrkové, CSc. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování této bakalářské práce.

---

## **Souhrn**

Tato bakalářská práce je zaměřena na návrh systému modulových ponorných mol z vláknobetonu, která jsou nadnášena vzduchovým vakem, který se při nebezpečí velké vody vypustí a molo tak klesne ke dnu. Začátek tvoří obecné předpoklady pro používání plovoucích prvků, jejich historie a přiblížení materiálů, z kterých je konstrukce navržena. Dále je zde uveden návrh vláknobetonového prvku, návrh spojovacích prostředků, zvedacích kotev, doplňkových prvků a v neposlední řadě také posouzení prvku z hlediska hydrauliky. Součástí práce je výkresová dokumentace k jednomu prvku.

## **Klíčová slova**

Plovoucí konstrukce, hydraulika, ponorná konstrukce, stabilita, vláknobeton, molo.

---

## **Summary**

This bachelor diploma thesis is focused on design of modular system of submersible piers made from fibre reinforced concrete, which are supported by an air bag. The air bag can be deflated in case of danger of floods. At the beginning, there is description of use of floating structures in general, their history and characterization of materials, which are used in design of structure. In the following parts, design of structure from fibre reinforced concrete, design of connections, lifting anchors and other additional elements and verification of the structure in terms of hydraulics are performed. The last part of the thesis consist of drawing documentation of one pier.

## **Key words**

Floating structure, submersible structure, stability, fibre reinforced concrete, pier.

---

# Obsah

<b>1. Úvod .....</b>	<b>9</b>
<b>2. Motivace a zadání .....</b>	<b>10</b>
<b>3. Historie a ukázky plovoucích konstrukcí .....</b>	<b>12</b>
3.1. Dávná historie .....	12
3.2. Válečné období .....	13
3.3. Současnost – inženýrské konstrukce .....	16
<b>4. Hydraulika plovoucích těles .....</b>	<b>19</b>
4.1. Archimédův zákon .....	19
4.2. Stabilita plovoucích těles .....	22
<b>5. Materiály .....</b>	<b>23</b>
5.1. Železobeton s polymerovými vlákny .....	24
5.2. UHPC .....	25
<b>6. Návrh prvku .....</b>	<b>28</b>
6.1. Zatěžovací stavy .....	28
6.1.1. Manipulace s konstrukcí .....	28
6.1.2. Skladování/přeprava konstrukce .....	29
6.1.3. Běžné užívání konstrukce .....	29
6.1.4. Povodňový stav – konstrukce je potopena .....	31
6.2. Návrh geometrie a materiálu prvku .....	31
6.2.1. Návrh materiálu prvku .....	31
6.2.2. Stanovení krycí vrstvy betonu .....	32
6.2.3. Předběžný návrh geometrie prvku .....	33
6.2.4. Zatížení pro návrh objemu vzduchového vaku .....	35
6.2.5. Výpočet velikosti vzduchového vaku .....	36
6.2.6. Posouzení stability plovoucího tělesa .....	38
6.3. Návrh spojovacích prostředků .....	46
6.3.1. Kloubový spoj prvků .....	46
6.3.2. Pevný spoj prvků .....	48
6.3.3. Vyhodnocení .....	51
6.3.4. Návrh spoje .....	51



---

6.4.	Návrh ohybové výztuže .....	53
6.4.1.	Prvek ze železobetonu s polymerovými vlákny .....	53
6.4.2.	Deska prvku z UHPC .....	60
6.5.	Posouzení vytržení spojovacích prvků .....	64
6.6.	Návrh manipulačních úchytů .....	68
<b>7.</b>	<b>Doplňkové prvky .....</b>	<b>73</b>
7.1.1.	Konstrukce pro vyrovnání výškových rozdílů.....	73
7.1.2.	Zádržná bezpečnostní konstrukce.....	76
7.1.3.	Systém pro zabránění odplavání konstrukce .....	78
7.1.4.	Systém pro zvýšení odolnosti prvku vůči agresivitě prostředí .....	78
<b>8.</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>81</b>
<b>9.</b>	<b>Literatura .....</b>	<b>82</b>
<b>Příloha č. 1</b>	<b>– Tabulka vlastností použité směsi UHPC .....</b>	<b>85</b>
<b>Příloha č. 2</b>	<b>– Evidenční list měřící stanice Praha-Chuchle.....</b>	<b>87</b>
<b>Příloha č. 3</b>	<b>– Výkresová dokumentace</b>	

---

# 1. Úvod

Plovoucí konstrukce lidstvo využívá již od počátků civilizace, kdy lidé přišli na to, že materiály s nižší objemovou hmotností, než voda (např. dřevo) mohou plavat. V té době si člověk nedokázal tuto skutečnost objasnit nějakým fyzikálním zákonem, ale věděl, že tak to funguje a snažil se toho využít.

Popis plavání těles provedl až řecký matematik, fyzik, filozof, vynálezce a astronom Archimédes, který formuloval Archimédův zákon ve svém díle *O Plovoucích tělesech*, kde se také zabýval stabilitou plování těles. K objevu týkajícímu se hustoty a vztlaku se traduje historika, kdy měl Archimédes zjistit, zda je zlatá koruna, kterou si nechal vyrobit král Hierón II, pravá. Myšlenka na využití kapaliny pro změření objemu koruny ho prý napadla při koupeli, když si všiml, že po ponoření jeho těla do vody hladina v lázni stoupla. Podle legendy poté vyskočil z koupele a zcela nahý probíhal syrakuskými ulicemi a volal „Heuréka!“ (česky „Nalezl jsem!“). Tato příhoda je nejspíš opravdu jen legendou, nicméně formulování Archimédova zákona jako takového dalo základy dnešní hydraulice.

Plovoucí konstrukce mají v lidské historii obrovské využití a využívaly je všechny civilizace již několik tisíciletí před naším letopočtem. Uplatnění nacházejí zejména při transportu lidí a materiálu, jako konstrukce pro bydlení, vojenská technika a v dnešní době také při výstavbě inženýrských staveb. V některých případech již dnes není výhodné stavět některé objekty na pevnině, tak jak se to po mnohé roky dělalo, ale výhodnější je tyto objekty přesunout na vodní hladinu a uzpůsobit je k takovému provozu. Zejména ve městech, která jsou na pobřeží, se budou tyto konstrukce stále více prosazovat.

Cílem této bakalářské práce je ověřit realizovatelnost prvku ponorného mola z vláknobetonu, které bude nadnášeno vzduchovým vakem. Při nebezpečí velké vody bude možno tento vzduchový vak vypustit a betonovou konstrukci tak spustit ke dnu. Po povodni bude možné opět vzduchový vak napustit, což zapříčiní jeho návrat na vodní hladinu. Při navrhování takové konstrukce se vyskytlo mnoho problémů, které bylo potřeba vyřešit a jelikož se nejedná o běžnou konstrukci, tak se musely hledat různé způsoby návrhu. Velkou pomůckou pro zpracování této práce byla diplomová práce Maartena Koekoeka na téma spojování a návrh modulového plovoucího pavilonu [4].

---

## 2. Motivace a zadání

Motivací pro návrh tohoto systému byla architektonická studie zpracovaná firmou C&Com Advertising [10], která měla vymyslet koncepční řešení na rozšíření prostoru pražské náplavky. Původním cílem bylo vytvoření originální cyklostezky na vodě bez omezení stání plavidel a chodců. Od tohoto záměru bylo po projednání s pražským magistrátem na konci roku 2016 upuštěno, nicméně podstata myšlenky pražské radní zaujala. Záměr byl upraven na vytvoření plovoucích prvků, které bude možné modulově napojovat dle potřeby, budou sloužit jako rozšíření stávající náplavky a budou zejména pochozí. Jejich využití bude možné hlavně při kulturních akcích, trzích apod. Na následujícím obrázku je původní vizualizace cyklostezky na Rašínově nábřeží.



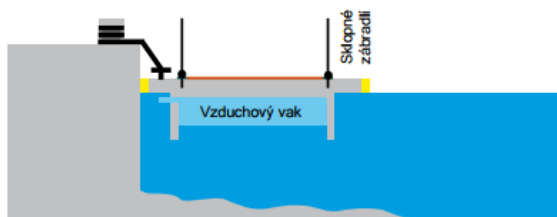
*Obr. 1 Vizualizace cyklostezky tvořené plovoucími prvky z architektonické studie*

Plovoucí pontony jsou obvykle vyplněné materiálem s nízkou objemovou hmotností, (např. polystyren). Požadavek na tento plovoucí prvek je, aby se při hrozícím povodňovém nebezpečí ponořil ke dnu, kde zůstane až do chvíle, kdy bude obnoven obvyklý stav vodní hladiny. Z tohoto důvodu bude navrhovaný prvek nadnášen vzduchovým vakem, který bude možno kdykoliv vypustit a poté znovu napustit. Klasické plovoucí pontony je nutno při vyhlášení povodňové situace přesunout do chráněného přístaviště, což je organizačně, technicky i finančně náročné. Potopitelné betonové molo by tento problém odstranilo.

Architektonická studie zadala půdorysné rozměry prvku, které jsou 3x3 m, dále se v ní nachází předběžný odhad geometrie prvku a fungování celého systému. Cílem práce bylo navrhnout přesnou geometrii, ověřit její reálnost a celkově ověřit proveditelnost navrženého konceptu ponorných mol. Na následujícím obrázku se nachází schémata návrhu systému ponorných mol z architektonické studie.

### Ponorné betonové molo se vzduchovým vakem

- Plovoucí molo při běžném provozu

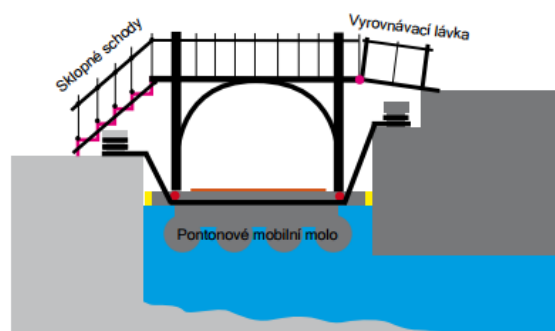
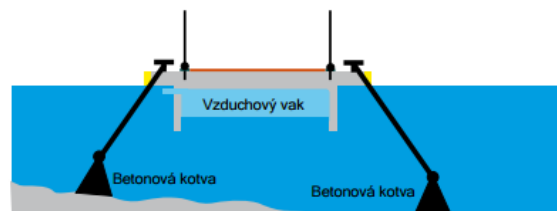


- Potopené molo při povodňovém ohrožení



- Plovoucí podjezdné nástupiště pro lodě (při povodni bude odváženo spolu s plavidly)

Molo ve volném prostoru ukotvené do dna



Obr. 2 Schémata systému ponorných mol z architektonické studie

Výběr materiálu vychází z uvedené architektonické studie, ale také ze zkušeností katedry betonových a zděných konstrukcí, která již v minulosti realizovala projekt plovoucích prvků. Jednalo se o projekt plovoucích ostrůvků pro silně ohroženého ptáka – rybáka obecného [11].

---

## 3. Historie a ukázky plovoucích konstrukcí

V této kapitole budou ukázány zajímavé plovoucí konstrukce, které měly své uplatnění v historii, nebo konstrukce, které se používají dodnes. Ukázka plovoucích konstrukcí slouží především k představě, co všechno lidé byli a jsou schopni navrhovat, dále je také možno v těchto aplikacích najít inspiraci pro námi navrhovaný prvek. Zaměřena je na konstrukce typově blízké navrhovanému ponornému molu z vláknobetonu, tj. na plovoucí betonové konstrukce sloužící k různým účelům nebo na konstrukce plovoucích mol z různých materiálů.

### 3.1. Dávná historie

Většina lidí po celém světě žije a staví svá obydlí na pevnině, avšak jsou zde i skupiny lidí, kteří žijí na vodě. Na některých místech se takto žije mnoho staletí, zejména můžeme tato místa nalézt v několika státech jihovýchodní Asie, kde je velké množství srážek a na některých místech není jiná možnost než stavět na vodě. Dobrým příkladem je plovoucí vesnice Kampong Phluk v Kambodži (Obr. 3), nicméně další komunity lidí žijící na vodě můžeme nalézt také ve Vietnamu, Thajsku, Indonésii a Číně.



Obr. 3 Plovoucí vesnice Kampong Phluk v Kambodži –  
převzato z webu [www.seecambodiadifferently.com](http://www.seecambodiadifferently.com)

Další případy komunit žijících na vodě můžeme najít v Jižní Americe na hranicích mezi Bolívií a Peru, kde po staletí žije kmen Uros na velkých raftech z rákosí. Tento kmen si původně postavil tyto velké rafty jako ochranu před útoky jejich agresivních sousedů Inků.

Začátkem 17. století začal rozmach mořeplavectví. Lidé začali vyrábět dřevěné lodě ve velkém a například v Amsterdamu v nich začali i žít. Na konci 19. století byly nahrazeny dřevěné lodě ocelovými. Jelikož se nosnost dřevěných lodí nemohla rovnat s nosností ocelových lodí, tak se mnoho dřevěných lodí stalo zbytečnými a lidé je často začali obydlovat. Tyto lodě začaly být označovány jako hausbóty – obydlí na lodích (z německého Hausboot –

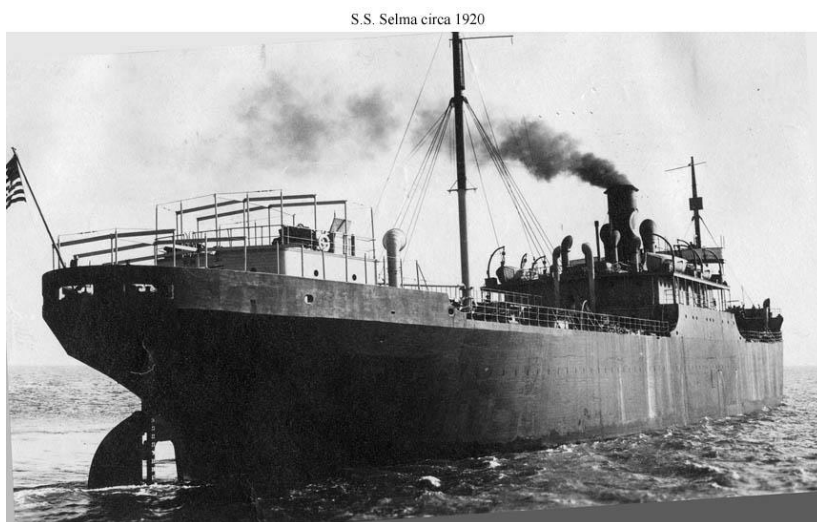
---

Haus = dům, Boot = loď). V Amsterdamu se poté začaly stavět ve velkém kotviště speciálně pro tyto hausbóty. Kolem roku 1925 se začaly používat duté betonové základny vyplněné materiálem s nízkou objemovou hmotností, na kterých se stavěly podobné domy jako na pevnině. Rozdíl mezi hausbótem a plovoucím domem je ten, že hausbót je loď, která je zrekonstruována pro účely bydlení, zatímco plovoucí domy jsou domy, které jsou stavěny na plovoucích základnách, které jsou vytvořené pro tento účel. Informace k jednotlivým částem této kapitoly byly čerpány z [13], [14] a [15].

### 3.2. Válečné období

První betonový člun byl vyroben již v roce 1848. Tento člun vyrobil Francouz Joseph-Louis Lambot a jeho vynález se veřejnosti velmi líbil, takže ho v roce 1855 vystavoval na výstavě Expo v Paříži. Ve stejném roce také získal na výstavbu betonových lodí patent. Italský inženýr Carlo Gabellini postavil v roce 1896 první betonovou loď s vlastním pohonem.

Betonové lodě se začaly ve větším množství vyrábět hlavně z důvodu nedostatku oceli v 1. světové válce. Největší betonové lodě, které kdy byly postaveny, byly SS Selma (Obr. 4) a její sesterská loď SS Letham. SS Selma měřila na délku 130 m, šířka byla 16,5 m a ponor 11 m. Celková tonáž lodě byla 6 826 t. Obě tyto lodě sloužily jako ropné tankery. Vyrobity se v Americe a na svou první plavbu se vydaly 28. 6. 1919.



Obr. 4 Největší betonová loď SS Selma – převzato z webu [www.shipscribe.com](http://www.shipscribe.com)

Velké uplatnění pro betonové lodě přišlo znovu za dob 2. světové války a opět to bylo zejména z důvodu nedostatku oceli, která byla nepostradatelná pro jiné zbrojní obory. Flotily z betonových lodí budovalo mnoho států, největší flotilu vytvořily USA. Nejčastěji se betonová plavidla používala jako vlečné čluny nebo zásobovací lodě. Po ukončení 2. světové války o betonová plavidla zájem opět opadl. Některé válečné lodě slouží dodnes jako přístavní mola,

---

vlnolamy a jako zásobní nádrže. V současné době je nejvíce betonových lodí vyráběno na území Číny (celková tonáž údajně 700 000 t ročně). V Evropě ani v USA se již žádné velké betonové lodě nevyrobí. Informace týkající se betonových lodí byly načerpány z [16] a [17].

Asi nejzajímavější uplatnění betonových plovoucích mol během války nastalo při vylodění spojenců v okupované Francii. Tehdy bylo třeba rychle a bezpečně zásobovat břehy Francie z moře. Spojenci správně odhadli, že stávající francouzské velké přístavy budou tvrdě bráněny nebo demolovány německými jednotkami. Vznikl ambiciózní plán, kdy se celá konstrukce plovoucích mol vytvořila na území Anglie a remorkéry následně pomalým přesunem přemístovaly jednotlivé prefabrikované části mola na svá místa. Již tři dny po vylodění byla obě tato mola na místě a vytvořila potřebná velká kotviště – Mulberry A na pláži Omaha a Mulberry B v Arromanches (Obr. 5 a Obr. 6).



Obr. 5 Přemístitelné kotviště Mulberry – převzato z webu [www.ww2gravestone.com](http://www.ww2gravestone.com)



Obr. 6 Letecký pohled na přemístitelné kotviště Mulberry – převzato z webu [www.ww2gravestone.com](http://www.ww2gravestone.com)

Konstruktéři se právem obávali drsných podmínek Severního moře, kde hladina vody při přílivu a odlivu kolísá až o šest metrů. Zároveň je v těchto místech mělké dno, takže bylo obtížné zakládání železobetonových kesonů. Při bouřích zde může docházet až k sedmimetrovým vlnám. Celá konstrukce proto musela být navržena tak, aby všechna

vykládací mola (označována „Spud Pier“), která se opírala o dno vysokými kesony, mohla neustále stoupat a klesat podle výšky hladiny. Pohyb vozidel na pobřeží umožňovaly plovoucí vozovky, složené z ocelových mostních dílů (označovány „Whale“, Obr. 8), které nadnášely velké ocelové a železobetonové plováky (označovány „Beatle“, Obr. 7). Ochranu celé konstrukce před velkými vlnami měly



*Obr. 7 Betonové plováky „Beatle“ – převzato z webu [www.zapisnik.fortif.net](http://www.zapisnik.fortif.net)*

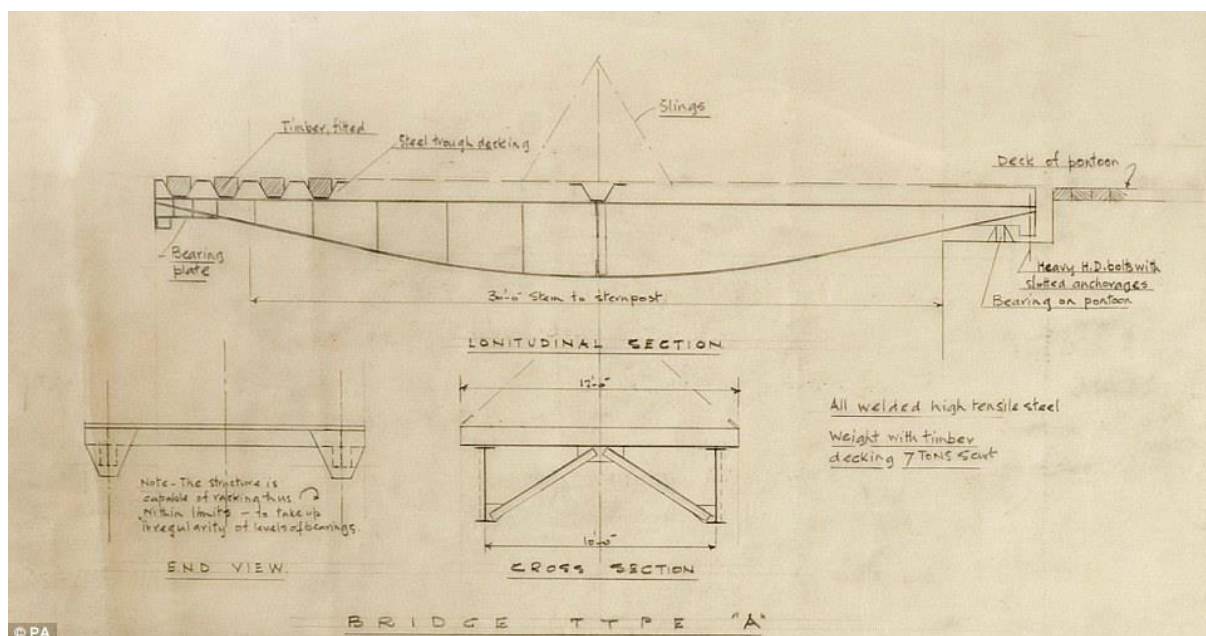
tvořit tři linie vlnolamů. První část vlnolamů byla tvořena vyřazenými válečnými a obchodními lodmi, které se kontrolovaně potopily na plánovaná místa. Před nimi byl poté vytvořen pevnější vlnolam z obrovských železobetonových kesonů (označovány „Phoenix“). Linie vlnolamů můžeme vidět na Obr. 6. Extrémně silná bouře přesto zničila pět těchto kesonů u přístavu Mulberry A, který tato bouře zdestruovala. Celkově konstrukce vážily okolo 600 000 tun a po jejich 15 kilometrech cest bylo převezeno přibližně 2,5 miliónu mužů, půl miliónu vozidel a 4 milióny tun zásob.



*Obr. 8 Rekonstrukce části plovoucí vozovky „Whale“ – převzato z webu [www.zapisnik.fortif.net](http://www.zapisnik.fortif.net)*



U ocelové plovoucí vozovky „Whale“ (Obr. 8) jsou patrné kulové čepy na koncích konstrukce, které sloužily ke kloubovému připojení vozovek na plováky „Beatle“. Tato konstrukce je také zobrazena na původní dokumentaci (Obr. 9).



Obr. 9 Původní dokumentace systému přemístitelných přístavů Mulberry – převzato z webu [www.dailymail.co.uk](http://www.dailymail.co.uk)

Části této konstrukce je možné použít jako inspiraci i pro námi navrhovaný prvek. Samozřejmě prvek, jehož návrhem se tato práce zabývá nebude zatížen tak velkým zatížením ani nebude vystaven takovým extrémním povětrnostním vlivům, i přesto jsou některé prvky této konstrukce podobné a lze je elementárně aplikovat i na námi navrhovaný prvek. Informace pro zpracování části o přemístitelných přístavech Mulberry byly získány z [18] a [19].

### 3.3. Současnost – inženýrské konstrukce

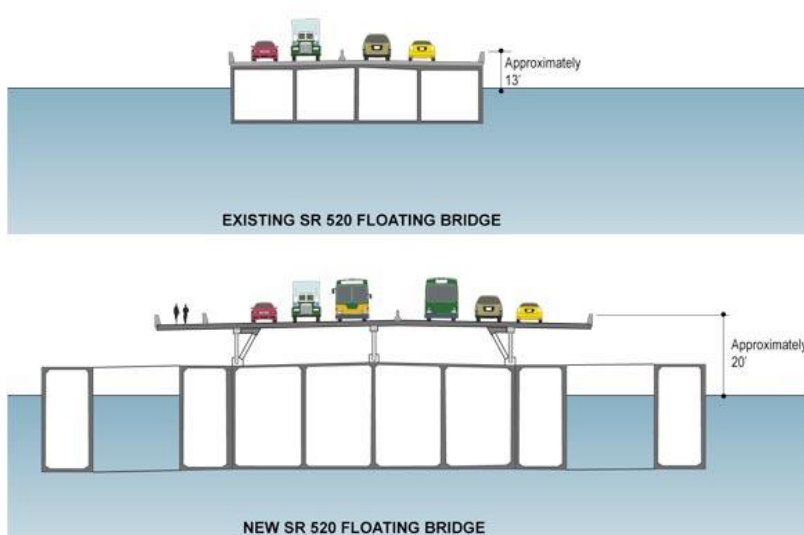
V neposlední řadě můžeme vidět plovoucí betonové konstrukce u inženýrských staveb, jako například mostů, ropných věží, větrných turbín a nejrůznějších kotvišť. Nejdelším plovoucím betonovým mostem je Evergreen Point Floating Bridge (Obr. 10), který se nachází v Seattlu v USA. Tento most spojuje břehy jezera Lake Washington a má délku 2310 m. Konstrukce mostu je tvořena 21 plovoucími betonovými pontony. Každý ponton má délku 110

m a šířku 23 m. Most byl postaven v roce 1963, ale v minulých letech se zjistilo, že se na konstrukci vyskytují nebezpečné trhliny a z toho důvodu musel být v roce 2016 rekonstruován.



Obr. 10 Nejdelší plovoucí most Evergreen Point Floating Bridge – převzato z webu [www.insights.wsp-pb.com](http://www.insights.wsp-pb.com)

V rámci rekonstrukce došlo k výměně plovoucích betonových pontonů a k zvětšení kapacity mostu. Zároveň se pomocí železobetonových sloupů oddělila konstrukce vozovky od samotné plovoucí konstrukce. Toto opatření bylo provedeno zejména kvůli silnému větru u vodní hladiny. Vnitřní prostor železobetonové plovoucí



Obr. 11 Řez původní konstrukcí mostu (nahore) a novou konstrukcí mostu (dole) – převzato z webu [www.popularmechanics.com](http://www.popularmechanics.com)

konstrukce je používán pro údržbu a také pro vedení nezbytných inženýrských sítí. Most je trvale monitorován operátory, kteří sledují velikost zatížení (zejména při zácpách), reagují na nebezpečí povodní atd. Tato část byla zpracována za pomoci [20] a [21].

---

První plovoucí ropná věž z betonu byla instalována v roce 1973 v Severním moři. Dnes jich je na světě již 47. Tyto ropné věže jsou ke dnu ukotveny pomocí lan a řetězů, které jsou rovnoměrně rozmístěny. Z toho důvodu není věž úplně fixována a může se tak v omezené míře pohybovat všemi směry. Aplikace betonu u těchto konstrukcí je dána následujícími výhodami: vysoká odolnost vůči agresivnímu prostředí, velmi nízké náklady na údržbu, vhodnost pro arktické prostředí (led a seismická činnost), únosnost pro větší břemena, velké prostory pro skladování a pro hloubku větší než 150 m také nejvyšší hospodárnost. Druh takové konstrukce je nazván TLP neboli Concrete Tension-Leg Platforms

(česky – betonové plošiny s napínacími nohami). Jako příklad ropné věže tohoto typu lze uvést plošinu Marco Polo v USA (Obr. 12). Informace k této části byly čerpány z [22].



*Obr. 12 Schéma plošiny Marco Polo – převzato z webu [www.offshore-technology.com](http://www.offshore-technology.com)*

---

## 4. Hydraulika plovoucích těles

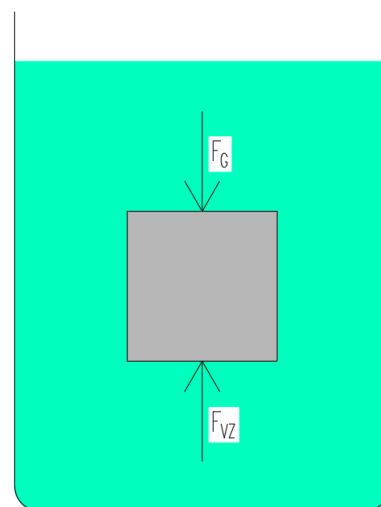
Pro správný návrh plovoucího prvku je třeba nejprve pochopit základy hydrauliky plovoucích těles, které jsou použity dále v této práci. V této kapitole bude proveden obecný popis principů využitých pro návrh plovoucího mola. Nejprve je nutné zjistit, jak velký vzduchový vak bude třeba pro nadnášení železobetonového prvku, a zároveň je nutné zjistit hloubku ponoru celého prvku, k tomu bude použit Archimédův zákon. Poté je třeba ověřit prvek z hlediska stability. I při nejméně příznivé zatěžovací situaci nesmí dojít k příliš velkému natočení prvku. V této kapitole jsou tedy popsány principy Archimédova zákona a stability plovoucích těles, dle skript [3].

### 4.1. Archimédův zákon

Archimédův zákon je fyzikální poučka z hydrauliky, která říká:

*„Těleso ponořené do tekutiny, která je v klidu, je nadlehčováno silou rovnající se tíze tekutiny stejného objemu, jako je ponořená část tělesa.“*

Vyplývá z poznatků o hydrostatických silách, které působí na těleso ponořené do kapaliny. Vodorovné složky hydrostatických sil se navzájem ruší ( $F_z = F_y = 0$ ), tudíž budou síly působit pouze ve svislém směru. Tyto síly jsou dvě, a to gravitační, která působí směrem dolů, kolmo ke dnu, a vztlačková, která působí proti gravitační síle, tj. nahoru, kolmo k hladině. Schéma působení sil na ponořený prvek je znázorněno na Obr. 13.



Obr. 13 Působení sil na ponořený prvek

---

Velikost gravitační síly je dána vztahem:

$$F_G = g \cdot \rho_{mat} \cdot V_c \quad (1)$$

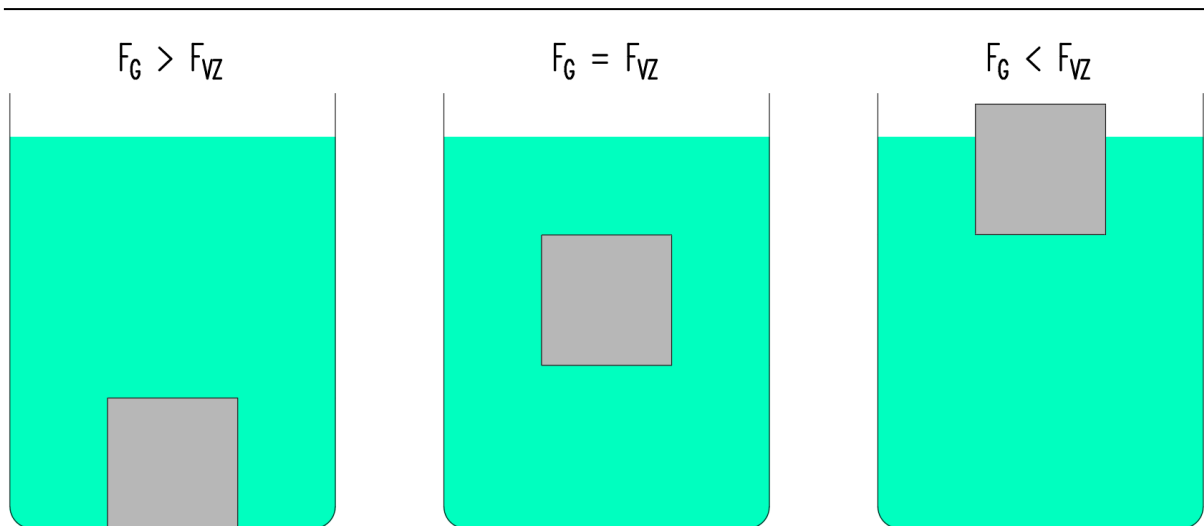
kde:  $F_G$  je gravitační síla,  
 $g$  je gravitační zrychlení,  
 $\rho_{mat}$  je objemová hmotnost tělesa,  
 $V_c$  je celkový objem tělesa.

Velikost vztlačkové síly je dána vztahem:

$$F_{VZ} = g \cdot \rho_k \cdot V_P \quad (2)$$

kde:  $F_{VZ}$  je vztlačková síla,  
 $g$  je gravitační zrychlení,  
 $\rho_k$  je hustota kapaliny,  
 $V_P$  je ponořený objem tělesa.

Podle velikostí těchto sil mohou nastat tři stavy. První nastane, pokud je  $F_G > F_{VZ}$ . V tomto případě prvek klesá ke dnu. Druhý nastane, pokud  $F_G = F_{VZ}$ , potom je těleso celé ponořené do kapaliny a vznáší se stále ve stejné poloze. V podstatě to znamená, že  $\rho_{mat} = \rho_k$ , což se reálně může stát pouze ojediněle. Třetí případ nastane, pokud  $F_G < F_{VZ}$ . Při tomto stavu dochází k plavání tělesa na hladině a ponořený objem je menší než celkový objem tělesa, tudíž je ponořena jen část tělesa. Všechny tyto případy jsou shrnuty na Obr. 14.



Obr. 14 Možnosti, které mohou nastat při ponoření tělesa do kapaliny

Pokud nastane třetí případ, tedy  $F_G < F_{VZ}$ , tak je nutné určit velikost ponoru. Ta se určí tak, že gravitační sílu položíme rovnu vztlakové síle. Odvození velikosti ponoru plovoucího tělesa (obecný kvádr):

$$F_G = F_{VZ} \quad (3)$$

$$\varrho \cdot \rho_k \cdot V_P = \varrho \cdot \rho_{mat} \cdot V_C \quad (4)$$

$$V_P = \frac{\rho_{mat} \cdot V_C}{\rho_k} \quad (5)$$

$$h_d = \frac{V_P}{A_P} = \frac{\rho_{mat} \cdot V_C}{A_P \cdot \rho_k} \quad (6)$$

kde:  $h_d$  je ponor tělesa,

$A_P$  je půdorysná plocha ponořeného tělesa,

ostatní viz předcházející rovnice.

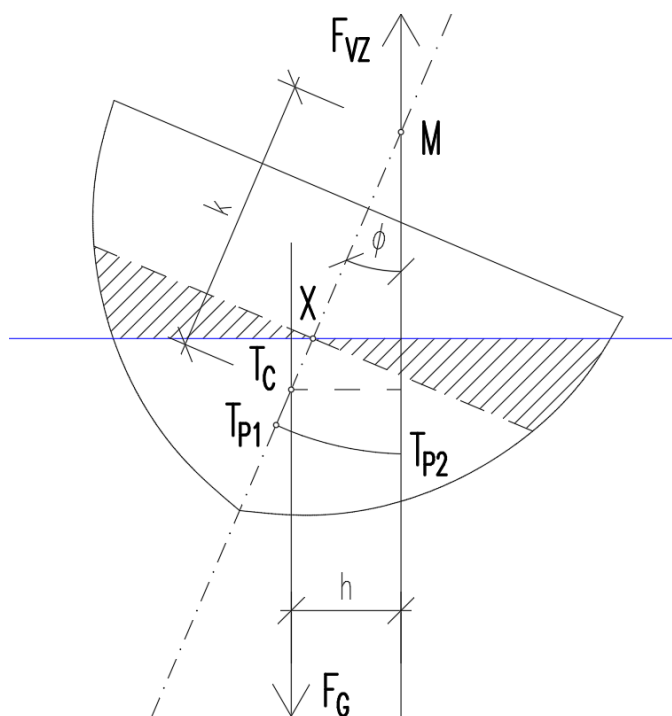
Díky těmto skutečnostem je nyní možné navrhnout vzduchový vak, který bude zajišťovat plavání celého prvku. Zároveň je možné stanovit hloubku ponoru, která bude dále potřebná při posuzování jednotlivých zatěžovacích stavů.

## 4.2. Stabilita plovoucích těles

Dalším rozhodujícím faktorem, který je třeba při návrhu prvku zohlednit, je jeho stabilita. Pokud je prvek zatížen nerovnoměrným zatížením, tak dochází k jeho pootočení. Pro návrh nás zajímá zejména velikost tohoto natočení, které nesmí překročit stanovené meze.

Obecně plave těleso stabilně, když se po vychýlení vrací samočinně do rovnovážné polohy, tedy když působí dvojice sil, která je otočí zpět. To nastává, je-li působiště vztlakové síly  $T_P$  nad těžištěm tělesa  $T_C$  nebo je-li metacentrum  $M$  nad těžištěm tělesa  $T_C$ . Obecně může k vychýlení dojít v podélném i svislém směru. Jelikož bude navrhovaný prvek symetrický, tak můžeme počítat pouze s vychýlením v jednom směru.

Výtlač při vychýlení mění tvar, ne však svou velikost. Působiště vztlakové síly se posune z bodu  $T_{P1}$  do bodu  $T_{P2}$ , směr vztlakové síly  $F_{VZ}$  protne nakloněnou plavební osu v metacentru  $M$ . Pokud je  $M$  nad těžištěm  $T_C$ , tak bude moment dvojice sil  $F_G$  a  $F_{VZ}$  působit proti vychýlení – prvek můžeme nazývat jako stabilní. Stabilitní moment  $M_S$  závisí především na velikosti vztlakové síly  $F_{VZ}$  a vzdáleností  $h$  mezi dvojicí sil  $F_{VZ}$  a  $F_G$ . Vzdálenost mezi těžištěm tělesa  $T_C$  a metacentrem  $M$  se nazývá metacentrická výška  $k$ .



Obr. 15 Působení sil při vychýlení prvku

Pokud se dostane metacentrum  $M$  na ose plavání pod celkové těžiště tělesa  $T_C$ , tak dvojice sil výchylku zvětšuje – prvek můžeme nazývat jako nestabilní. Stabilitu prvku lze zvýšit tím, že se zvětší metacentrická výška nebo zvětšením momentu setrvačnosti plavební plochy (u navrhovaného prvku jsou předem dané půdorysné rozměry, tudíž moment setrvačnosti plavební plochy nelze zvýšit). Zvětšení metacentrické výšky můžeme dosáhnout snížením celkového těžiště plovoucího prvku. Tento přístup se aplikuje například na lodích, když se těžký náklad ukládá co možná nejnižše.

---

## 5. Materiály

Pro samotnou konstrukci ponorného mola je třeba použít materiál, který bude odolávat povětrnostním podmínkám, agresivitě prostředí, bude dostatečně otěruvzdorný a také dostatečně únosný, aby s prvkem bylo možno bez problému manipulovat a bylo možné spojovat jednotlivé prvky do větších celků. Hlavní požadavek je však na to, aby měla konstrukce co možná nejmenší hmotnost s ohledem na minimalizaci rozměrů nadnášejícího vzduchového vaku, zároveň však nesmí být konstrukce příliš lehká z důvodů stability. Použití betonu jako materiálu ponorného mola je dáno architektonickou studií [10], ze které celý návrh vychází, takže pro snížení hmotnosti lze navrhovat konstrukci co možná nejsubtilnější, nebo použít směs s co možná nejmenší objemovou hmotností. Jelikož musí prvek odolávat agresivitě prostředí, vylehčování póry není vhodné. Pro tuto práci byly vybrány dva materiály, pro které bude proveden návrh celé konstrukce. Oba tyto materiály můžeme řadit do skupiny vláknobetonů.

Prvním vybraným materiálem je železobetonový kompozit doplněný o polymerová vlákna. Druhým materiálem je ultra-vysokohodnotný beton (UHPC), který zajistí co možná nejtenčí konstrukci.

Beton s rozptýlenou výztuží (vláknobeton) je materiál s náhodně prostorově rozmístěnými vlákny, která ztužují strukturu tohoto kompozitu a tím vylepšují některé jeho vlastnosti, např. pevnost v tahu, pevnost v tahu za ohybu. Vláknová výztuž částečně mění křehký charakter betonu a vytváří duktilní konstrukční materiál s omezenou šířkou trhlin. Vlákná mohou být



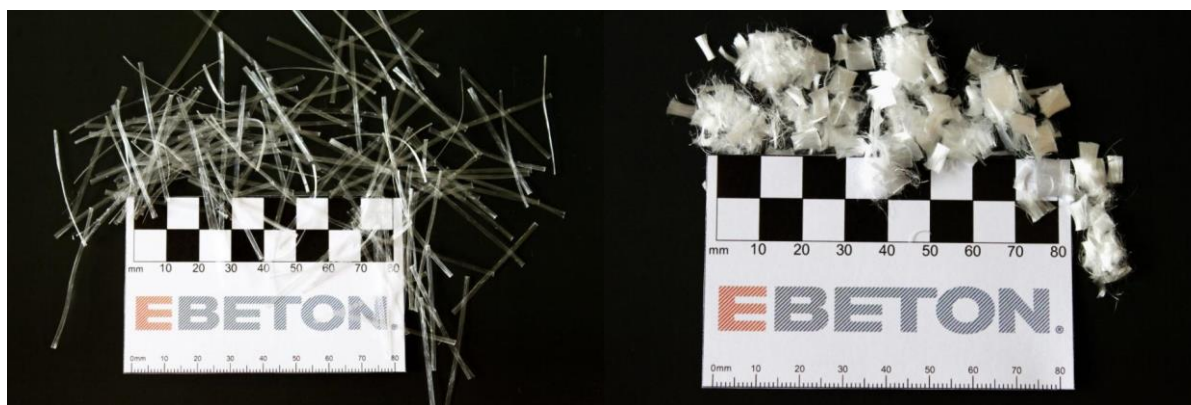
*Obr. 16 Rozlomený trámek z drátkobetonu po zkoušce pevnosti v tahu za ohybu – převzato z webu [www.ebeton.cz](http://www.ebeton.cz)*

vyrobeny z různých materiálů, mají rozdílné tvary a rozměry. Důležité je, aby vlákna byla v celém objemu betonu rovnoměrně rozptýlena. Oba vybrané materiály jsou blíže popsány v následujících kapitolách, obecné informace byly čerpány z [12].



## 5.1. Železobeton s polymerovými vlákny

V této variantě bude použit materiálový kompozit, skládající se z betonové směsi, betonářské výztuže a rozptýlených polymerových vláken. Polymerová vlákna nezvýší tahovou pevnost celé směsi, z tohoto důvodu je zde betonářská výztuž, která bude přenášet veškerá tahová namáhání v prvku. Polymerová vlákna rozptýlená v betonové směsi přinášejí řadu výhod pro celý prvek. Hlavními výhodami jsou zejména potlačení a kontrola šířky trhlin v betonu, což zapříčiní vznik více tenkých rovnoměrně rozložených trhlin (tato vlastnost se uplatní zejména při manipulaci s prvkem), dále zvyšují houževnatost betonu, odolnost proti nárazu, mechanickému poškození a otěru. Informace k tomuto materiálu jsou z [5] a [12].



Obr. 17 Vlevo – makrovlákna SikaMacroFibre 650, vpravo – mikrovlákna SikaMicroFibre 150 – převzato z webu [www.ebeton.cz](http://www.ebeton.cz)

Jelikož se jedná o nekovová vlákna, tak u nich nedochází ke korozi, která by ovlivnila vnější vzhled celé konstrukce. Polymerová vlákna jsou vyráběna z různých materiálů (polypropylen, polyethylen, polyester, nylon, polyakrylát apod.). Můžeme je také rozdělit podle jejich rozměrů do třech tříd:

- 1) třída Ia – mikrovlákna s průměrem  $< 0,3$  mm, jednovláknovitá (monofilamentická);
- 2) třída Ib – mikrovlákna s průměrem  $< 0,3$  mm, vláknitá (fibrilovaná);
- 3) třída II – makrovlákna s průměrem  $> 0,3$  mm.

Příklad mikrovláken a makrovláken je uveden na Obr. 17. Výběr konkrétních vláken pro navrhovaný prvek není předmětem této studie proveditelnosti, bude ponechán na pozdější fázi návrhu.

---

## 5.2. UHPC

UHPC je zkratka pro ultra-high-performance concrete, neboli v češtině ultra-vysokohodnotný beton. UHPC je kompozitní materiál složený z cementové matrice s charakteristickou pevností v tlaku mezi 150 – 250 MPa a zároveň s pevností v tahu za ohybu vyšší než 7 MPa. Aby bylo možné dosáhnout takto vysokých pevností, přidává se do betonové směsi rozptýlená výztuž v podobě drátků v minimálním množství 2 % jejího objemu. Pokud jsou tyto drátky rovnoměrně rozprostřeny po celé konstrukci, dosahujeme mnohem lepších vlastností než u tradičních méně hodnotných betonů. Díky materiálu s vysokou pevností je možno navrhovat konstrukce mnohem subtilnější, tím pádem nemají tak vysokou hmotnost a jejich možnost využití vítají zejména architekti. UHPC je také výborný materiál z hlediska odolnosti vůči agresivitě prostředí a životnosti.



*Obr. 18 Příklad použití UHPC (Marseille – Mucem) – převzato z webu [www.precast.org](http://www.precast.org)*

Jedná se o poměrně nový materiál. Patent na beton s rozptýlenou výztuží byl sice vydán již v roce 1874 (Berard), nicméně většího použití se tento materiál dočkal až po více než sto letech v souvislosti s rozvojem vysokohodnotných betonů. Rozšíření je dáno zejména objevy různých plastifikátorů, které umožnily snížit vodní součinitel na minimum, a použitím velmi jemného kameniva, které výrazně zredukuje porozitu celé matrice. To umožnilo u betonových směsí dosahovat velkých pevností. Tento materiál zpočátku zkoumali především ve Francii, a proto i jeho první aplikace byly provedeny právě zde v devadesátých letech minulého století. Až v roce 2003 byla vydána první technická doporučení pro navrhování z UHPC ve Francii. Podobné technické normy byly vydány následně v Německu, Japonsku, USA a Austrálii.

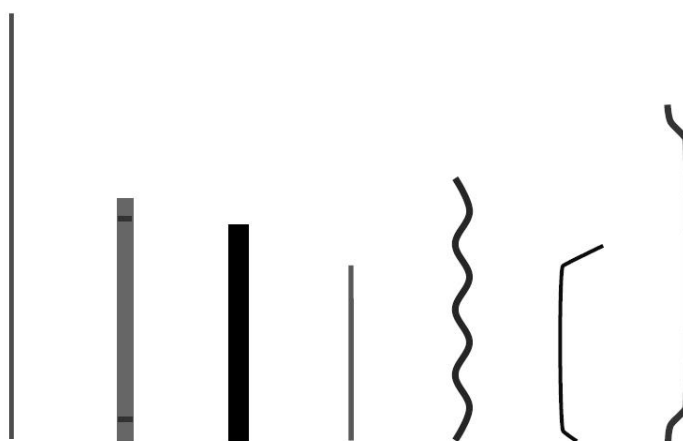
Velmi velkou výhodou použití tohoto materiálu je jeho životnost, která je podle některých neoptimističtějších odhadů až 200 let. V praxi nemáme tak starou stavbu, abychom na ní byli schopni tento odhad ověřit, avšak podle zkoušek na starších konstrukcích z UHPC lze usoudit, že se jedná o materiál s opravdu velmi vysokou životností. Tato vlastnost má velký

---

vliv na celkové náklady na údržbu konstrukce, které jsou tím pádem nižší. Další výhodou je potom velká odolnost vůči agresivitě prostředí, proto se konstrukce z tohoto materiálu používají ve velké míře do exteriéru pro lávky a mosty, kde jsou vystaveny jak účinkům mrazu a rozmrazování, ale také chemickým rozmrazovacími látkami. Tato odolnost je dána zejména velmi malou propustností materiálu.

Pro UHPC je nutné vhodně zvolit kvalitní složky a jejich poměr v celé matici. Nejdůležitější je vhodná volba množství cementu, kterého se do směsi přidává v rozmezí 500 – 1000 kg/m<sup>3</sup>. Dále je nutné použít vhodné plastifikátory a vhodné kamenivo, které musí mít optimální křivku zrnitosti a vysokou pevnost (např. drcený čedič). Maximální velikost zrna kameniva je běžně udávána 8 mm, avšak jsou známy i směsi s velikostí zrna do 16 mm. Vodní součinitel by měl být okolo 0,18 – 0,25, přičemž směs neobsahuje dostatek vody na plnou hydrataci cementu, který pak částečně plní funkci mikroplniva.

Drátky, které se do betonové matrice přidávají, můžeme rozdělit podle jejich tvaru a způsobu výroby. Tvary drátků jsou buď rovné, které tolik netvoří shluky drátků, nebo s tvarovanými částmi, které zabraňují jejich vytržení z betonové směsi. Některé



tvary drátků můžeme vidět na Obr. 19. Tyto drátky výrazně

Obr. 19 Různé tvary drátků do betonu – převzato z webu [www.ebeton.cz](http://www.ebeton.cz)

zvyšují pevnost a houževnatost betonové směsi, díky tomu lze dosáhnout vyšších pevností a po vzniku trhlin se prvek nechová křehce. Tato vlastnost je dána zejména tím, že po vzniku trhlin se aktivují drátky, které přebírají tahová namáhání a ke kolapsu prvku dochází až po vytržení nebo přetržení drátků. Do UHPC je vhodnější použít jemnější a kratší drátky (např. délka 12,5 mm, o průměru 0,3 mm). Dávkování drátků se může lišit, obvykle je však v rozmezí 60 – 120 kg/m<sup>3</sup>. Drátky mohou v krajním případě zcela nahrazovat klasickou betonářskou výztuž, což umožňuje navrhovat ještě subtilnější konstrukce (absence krycí vrstvy).

Ideální je použít UHPC v kombinaci s předpínáním, čímž lze využít celé tlakové únosnosti tohoto materiálu. Výroba UHPC není jednoduchá, je nutné dodržovat vysokou kázeň při dávkování a míchání jednotlivých složek. Dále je třeba uvést, že je zde velké nebezpečí

---

z hlediska smršťování (zejména autogenního), proto se musí konstrukce ihned po betonáži ošetřovat. Z těchto důvodů je tento materiál využíván zejména při výrobě prefabrikátů.

Použití UHPC na navrhovaný prvek je velmi výhodné, zejména z důvodu vysoké odolnosti vůči agresivitě prostředí a velmi nízké propustnosti. Dále je možné zmenšit tloušťku konstrukce na minimum, čímž se sníží hmotnost celé konstrukce a díky tomu bude možné navrhnout mnohem menší nadnášející vzduchový vak. Zároveň však navrhování takto subtilních prvků z UHPC vyžaduje složitější statickou analýzu, zejména v oblastech spojů prefabrikátů a přípojů doplňkových konstrukcí. Podkladem pro zpracování této kapitoly jsou [6], [12] a [26].

---

## 6. Návrh prvku

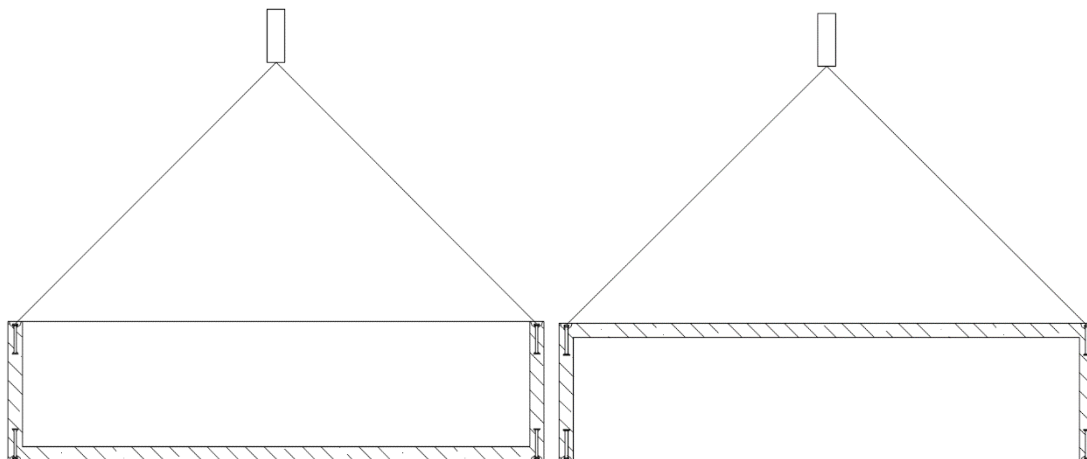
Hlavní část práce se bude zabývat samotným návrhem prvku ponorného mola. Nejprve je nutné stanovit všechna možná zatížení, která mohou na konstrukci v průběhu její životnosti působit a určit jejich velikost. Dále je třeba určit předběžný tvar prvku a jeho tloušťku. K určení tloušťky prvku však musíme nejprve znát velikost krycí vrstvy výztuže. Poté již lze určit velikost vzduchového vaku, který bude potřebný pro bezpečné plavání konstrukce a zároveň posoudit celou konstrukci na stabilitu. Budou zde také ukázány výhody a nevýhody jednotlivých typů spojů a návrh konkrétního spojovacího prostředku. Dále návrh a posouzení ohybové výztuže na nejhorší zatěžovací stav a návrh dalších doplňkových prvků celého systému ponorného mola.

### 6.1. Zatěžovací stavy

Pro návrh plovoucí konstrukce je nutné nejprve analyzovat všechny možné zatěžovací stavy, které na ni mohou působit v průběhu její životnosti. Zatížení působící na konstrukci rozhoduje při návrhu geometrie konstrukce, při návrhu velikosti vzduchového vaku a při návrhu vyztužení samotného mola.

#### 6.1.1. Manipulace s konstrukcí

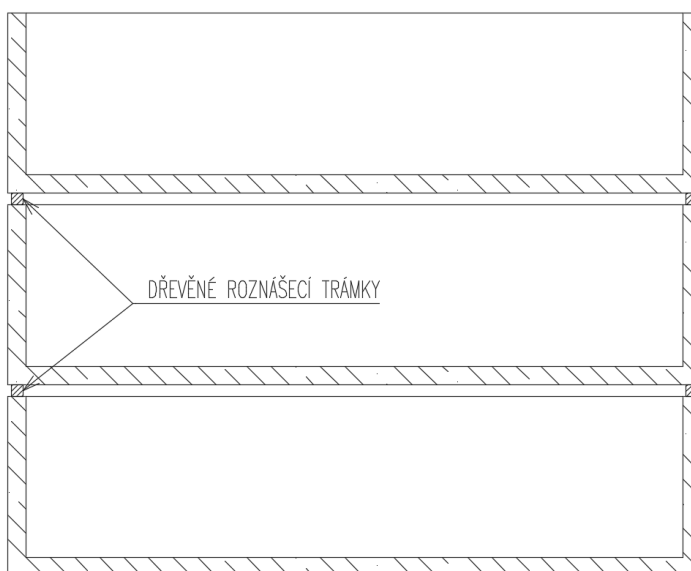
Konstrukce bude vyráběna jako prefabrikát. Z důvodu jednodušší betonáže a vyšší kvality pochozí vrstvy se bude prvek vyrábět v obrácené poloze, než bude poloha při užívání prvku, tzn. deskou dolů. Pro zvednutí po betonáži budou potřeba kotvy umístěné u spodní hrany žeber. V určité fázi mezi výrobou a osazením na vodní hladinu (po instalaci vzduchového vaku do dutiny prvku), se prvek obrátí deskou vzhůru a bude se zvedat pomocí kotev v úrovni desky. Poté, co se prvek obrátí do finální polohy, se již kotvy na žebrech prvku nebudou používat. Celkově budou na prvku navrženy 4 kotvy u spodní hrany žeber a 4 kotvy v úrovni desky. Poloha těchto kotev bude v obou úrovních stejná. Jelikož je konstrukce dvouose symetrická, budou při zvedání za kotvy v ramenech i za kotvy v desce vznikat vnitřní síly se stejnou velikostí, ale opačného směru.



Obr. 20 Schéma zvedání prvku, vlevo – zvedání prvku po betonáži, vpravo – zvedání prvku po osazení vzduchového vaku

### 6.1.2. Skladování/přeprava konstrukce

Prvek se odbední a poté uloží na skladovací místo, kde bude zrát do stáří 28 dní. Prvky se budou skladovat na sobě. Mezi jednotlivé prvky se vloží dřevěné trámky, aby nedošlo k jejich poškození. Při přepravě budou prvky na dopravním prostředku uloženy stejně jako při skladování, navíc budou zajištěny popruhy proti vodorovnému i svislému posunu. Zatížení při skladování a přepravě nebude rozhodující pro návrh výztuže.



Obr. 21 Schéma uložení prvků při přepravě

### 6.1.3. Běžné užívání konstrukce

Běžným užíváním se rozumí stav, kdy je vzduchový vak plně napuštěn vzduchem, konstrukce je osazena na vodní hladině a působí na ni různá stálá a proměnná zatížení. Z tohoto zatěžovacího stavu se s využitím Archimédova zákona určí velikost vzduchového vaku, která je potřebná pro plavání tělesa. Stálá zatížení, která budou na prvek působit, jsou: vlastní tíha prvku, konstrukce zábradlí a hmotnost gumového vaku. Proměnné zatížení bude pouze od osob

a jejich příslušenství. Zatížení od větru bude pro návrh marginální. S využitím konstrukce v době sněhové pokrývky se nepočítá.

Pro výpočet vlastní tíhy prvku byla uvažována v závislosti na použitém materiálu objemová hmotnost  $\rho_{\text{ŽB}} = 2500 \text{ kg/m}^3$  pro prvek z vláknobetonu běžné pevnosti,  $\rho_{\text{UHPC}} = 2800 \text{ kg/m}^3$  pro prvek z UHPC. Zatížení od zábradlí uvažují  $m_{z,0} = 100 \text{ kg/m}$ . Zábradlí bude na prvku maximálně ze tří stran, proto celková hodnota zatížení od zábradlí je  $m_z = 3 \cdot 3 \cdot 100 = 900 \text{ kg}$ . Hmotnost gumového vaku byla odhadnuta jako  $m_v = 200 \text{ kg}$ . Ve vyhlášce č. 334/2015 Sb. [9] se uvádí, že paluby plovoucích konstrukcí mají být provedeny tak, aby bylo zajištěno jejich odvodnění za bok plavidla a vyztuženy, aby odolávaly měrnému zatížení alespoň  $150 \text{ kg/m}^2$ . Tato hodnota však uvažuje pouze 2 osoby na  $1 \text{ m}^2$ , což není dostatečné. Pro tuto práci bylo kalkulováno se 4 osobami na  $1 \text{ m}^2$  při hmotnosti jedné osoby  $75 \text{ kg}$ . Celková tíha od osob je poté  $2700 \text{ kg}$ . Přehled všech zatížení je v následující tabulce.

Tab. 1 Přehled zatížení na plovoucí konstrukci

\*Vlastní tíha dle předběžného návrhu geometrie, viz kapitola 6.2.3

Druh zatížení	Stálé/proměnné	Velikost [kg]
Vlastní tíha prvku	Stálé	3450*
Zábradlí	Stálé	900
Gumový vak	Stálé	200
Osoby	Proměnné	2700
Celkem	-	7250

Součet stálých zatížení je přibližně  $m_{st} = 4550 \text{ kg}$ , součet proměnných zatížení je  $m_{pr} = 2700 \text{ kg}$ . Je důležité si uvědomit, že poměr stálého zatížení ku proměnnému zatížení je poměrně malý (konstrukce je co možná nejlehčí), tento aspekt má velký vliv na změnu ponoru konstrukce při zatížení od osob.

---

#### **6.1.4. Povodňový stav – konstrukce je potopena**

Při ohrožení povodněmi se vzduchový vak, který způsobuje plavání konstrukce, vypustí a tím pádem z důvodu snižující se objemové hmotnosti celého tělesa začne betonový prvek klesat ke dnu. Největší riziko, které při vypouštění vzduchového vaku vzniká, je nerovnoměrné klesání konstrukce při rychlém vypouštění vaku (rychlost potápění je závislá na rychlosti vypouštění vaku). Při nerovnoměrném dosednutí na dno by mohlo dojít k namáhání konstrukce ve spoji žebra. Předpokládá se, že při vhodně zvolené rychlosti vypouštění vaku bude klesání probíhat dostatečně pomalu, aby toto zatížení nebylo rozhodující, a proto s ním v této práci nebylo podrobně počítáno.

## **6.2. Návrh geometrie a materiálu prvku**

Návrh velikosti vzduchového vaku vychází především z Archimédova zákona, kterým se určí, zda bude prvek dostatečně nadnášen vodním vakem a bude tedy plavat na hladině. Geometrie samotného prvku je ovlivněna především zásadami pro návrh železobetonových prvků, zejména pak nutným krytím ohybové výztuže. Půdorysný tvar prvku je dán architektonickým zadáním [10] jako 3,0 x 3,0 m, v řezu bude prvek tvaru obráceného U.

### **6.2.1. Návrh materiálu prvku**

Nosná část prvku bude navržena ve dvou variantách. Základní varianta bude ta, že bude prvek celý ze železobetonu doplněného o polymerová vlákna. Uvažován bude beton běžné pevnostní třídy C30/37.

Ve druhé variantě bude proveden návrh desky z UHPC bez betonářské výztuže. Dominantní část hmotnosti prvku tvoří samotná pochozí deska, díky UHPC bude možné navrhnout desku mnohem subtilnější, takže výsledná hmotnost bude menší. Bylo by však nutné zvážit vliv drátků na vzhled prvku z architektonických důvodů s ohledem na možnost povrchové koroze. Dalším problémem, kterým by se bylo třeba při návrhu zabývat, by byla lokální namáhání desky. Deska z UHPC by musela být lokálně zesílena např. u zvedacích a manipulačních kotev. Tento aspekt není v této studii řešen, byl by podrobněji analyzován v dalších fázích návrhu, pokud by byla varianta s použitím UHPC vyhodnocena jako vhodná pro realizaci.



## 6.2.2. Stanovení krycí vrstvy betonu

Tloušťka krycí vrstvy betonu je pro předběžný návrh geometrie prvku ze železobetonu klíčová. Konstrukci je třeba navrhnout s co možná nejmenší vlastní tíhou. Toho lze dosáhnout tím, že bude celá železobetonová konstrukce co možná nejtenčí. Prvek je trvale vystaven působení vody, což je třeba zohlednit v třídě prostředí, která byla stanovena jako XF3 – konstrukce vystavená mrazu a rozmrazování, značně nasycená vodou, bez rozmrazovacích prostředků. Znalost velikosti krycí vrstvy je zároveň nutná pro návrh výztuže prvku, který bude proveden v kapitole 6.4. Krycí vrstva bude stanovena dle [1]. Výpočet tloušťky krycí vrstvy  $c_{nom}$  je proveden pomocí následujících vztahů a tabulek.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (7)$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad (8)$$

kde:  $c_{min}$  je minimální tloušťka krycí vrstvy,

$\Delta c_{dev}$  je přídavek na návrhovou odchylku,

$c_{min,b}$  je minimální tloušťka krycí vrstvy z hlediska soudržnosti betonu a výztuže, v našem případě odpovídá průměru prutu  $\emptyset$  (uvažováno  $\emptyset_s = 10 \text{ mm}$ ),

$c_{min,dur}$  je krycí vrstva z hlediska třídy konstrukce a vlivu prostředí (viz tabulka).

Pro výpočet byla uvažována třída prostředí XF3 (v tabulce odpovídá třídě XC4) a životnost 50 let. Vzhledem k typu konstrukce (desková) byla snížena její třída z S4 na S3.

Tab. 2 Požadované hodnoty krycí vrstvy  $c_{min,dur}$

Požadavek $c_{min,dur}$ [mm]							
K-ční třída	Stupeň prostředí						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Doporučená třída konstrukce je S4 pro návrhovou životnost 50 let.

---

$$c_{min} = \max\{10 ; 25 ; 10 \text{ mm}\} \quad (9)$$

$$c_{min} = 25 \text{ mm} \quad (10)$$

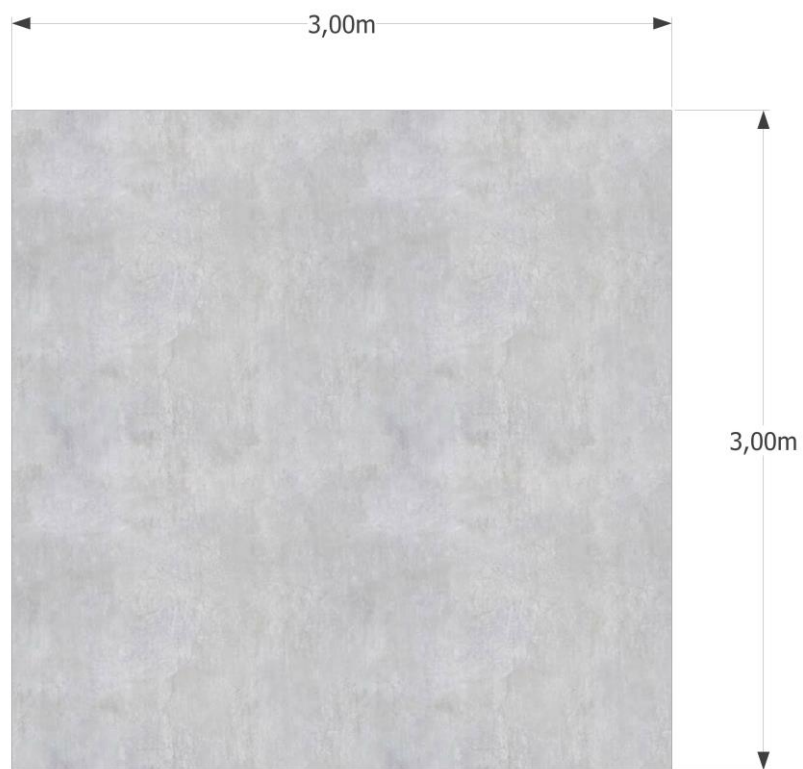
Jelikož se jedná o prefabrikát, byla uvažována hodnota přídavku na návrhovou odchylku  $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$ .

Výsledná hodnota krytí výztuže je tedy:

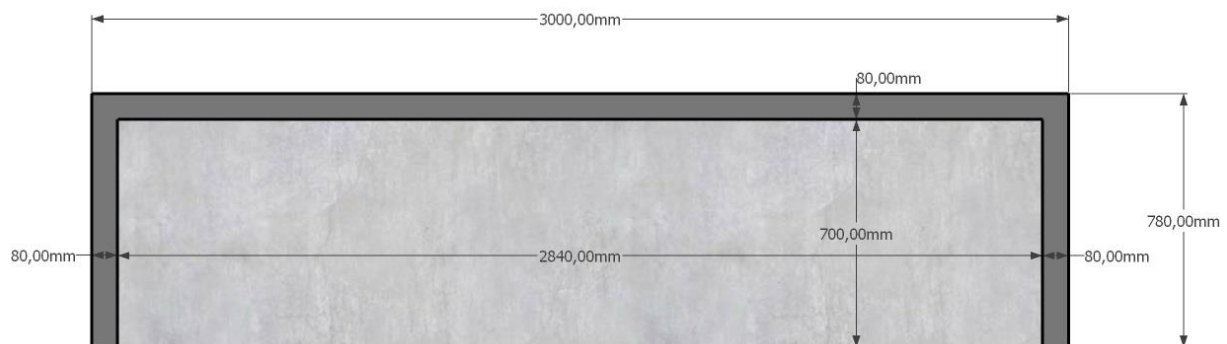
$$c_{nom} = 25 + 5 = 30 \text{ mm} \quad (11)$$

### 6.2.3. Předběžný návrh geometrie prvku

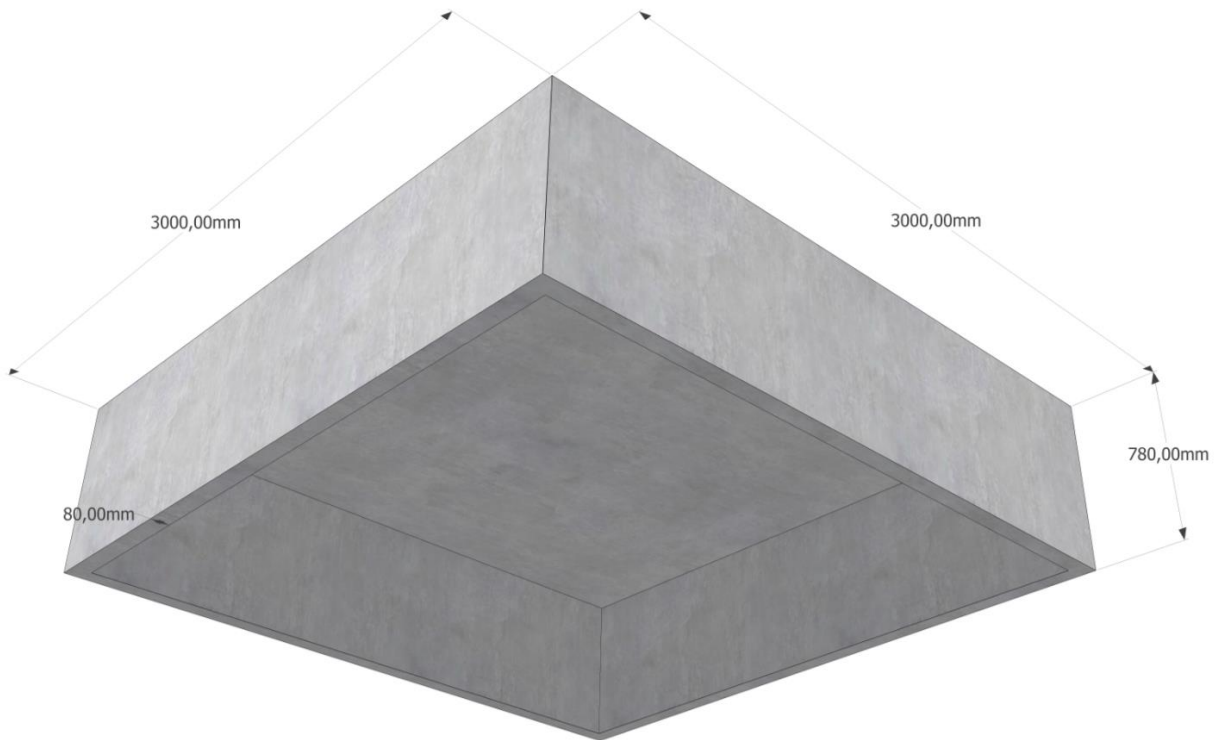
Nyní, když známe potřebnou krycí vrstvu výztuže, je možné stanovit minimální tloušťku desky/žeber prvku. Prvek bude vyztužený v obou směrech betonářskou výztuží průměru  $\varnothing 10 \text{ mm}$ . Tloušťka krycí vrstvy stanovená v předchozí kapitole je  $c = 30 \text{ mm}$ . Celková tloušťka desky a žeber je tedy navržena jako  $t = 2 \cdot c + 2 \cdot \varnothing_s = 2 \cdot 30 + 2 \cdot 10 = 80 \text{ mm}$ . Délka žeber je  $h_R = 700 \text{ mm}$  (stanoveno s ohledem na proměnlivost hloubky ponoru, viz dále). Půdorysný rozměr prvku je  $3,0 \times 3,0 \text{ m}$ .



*Obr. 22 Půdorys prvku*



*Obr. 23 Řez prvku*



*Obr. 24 Axonometrie prvku*

#### **6.2.4. Zatížení pro návrh objemu vzduchového vaku**

Návrh velikosti vzduchového vaku vychází z Archimédova zákona, který vyjadřuje, že pokud je gravitační síla tělesa menší než vzlaková síla tělesa, těleso plave. Tento jev byl blíže popsán v kapitole 4.1. Pro ověření plovatelnosti tělesa je nutné uvážit nejnepríznivější variantu, která by mohla v průběhu životnosti nastat (největší gravitační sílu, která by na konstrukci mohla vzniknout) a ani při tomto stavu se konstrukce nesmí potopit. Z tohoto důvodu byly do výpočtu vzduchového vaku zavedeny dílčí součinitele bezpečnosti pro zatížení (pro stálé  $\gamma_G = 1,35$  a pro proměnné  $\gamma_Q = 1,5$ ). Návrhová zatížení pro výpočet velikosti vzduchového vaku jsou shrnuta v následující tabulce.

Tab. 3 Přehled zatížení na plovoucí konstrukci

Druh zatížení	Stálé/proměnné	Charakteristické zatížení [kg]	Součinitel	Návrhové zatížení [kg]
Vlastní tíha prvku	Stálé	3435	1,35	4638
Zábradlí	Stálé	900	1,35	1215
Gumový vak	Stálé	200	1,35	270
Osoby	Proměnné	2700	1,5	4050
Celkem	-	7250	-	10173

### 6.2.5. Výpočet velikosti vzduchového vaku

Archimédův zákon je obecně popsán v kapitole 4.1. Nyní lze přejít ke konkrétnímu výpočtu. Výpočet vychází z rovnováhy mezi vztlakovou silou  $F_{VZ}$  a gravitační silou  $F_G$ , z tohoto vztahu jsme schopni vyjádřit ponořený objem tělesa a z něj poté ponor tělesa. Návrh je proveden pro prvek, který bude na hladině samostatně a zanedbává tak spolupůsobení ostatních prvků. Takovýto přístup je bezpečný, neboť se předpokládá, že prvky budou obvykle používány ve skupinách a je nepravděpodobné, že by všechny prvky ve skupině byly v jednom okamžiku plně zatíženy. První okrajovou podmínkou pro návrh je, aby se prvek ani při plném návrhovém zatížení nepotopil. Druhou okrajovou podmínkou pak je, aby při charakteristickém stálém zatížení neměl tak malý ponor, že by vzduchový vak nad hladinou nebyl chráněn železobetonovým žebrem. Výpočet velikosti vzduchového vaku je proveden dle [3].

$$F_{VZ} = F_G \quad (12)$$

$$F_G = m_c \cdot g = 10173 \cdot 9,81 = 99797 \text{ N} \quad (13)$$

$$F_{VZ} = V_P \cdot \rho_K \cdot g \quad (14)$$

kde:  $m_c$  je součet návrhových zatížení dle Tab. 3,

$V_P$  je ponořený objem,

$\rho_K$  je hustota kapaliny (uvažovaná hodnota  $1000 \text{ kg/m}^3$ ),

$g$  je gravitační zrychlení (uvažovaná hodnota  $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

---

Úprava vztahu pro vyjádření  $V_P$ :

$$V_P = \frac{F_G}{\rho_K \cdot g} = \frac{99797}{1000 \cdot 9,81} = 10,173 \text{ m}^3 \quad (15)$$

Celkový objem železobetonového prvku  $V_{\text{ŽB}} = 1,374 \text{ m}^3$

Navrhují vzduchový vak o rozměrech: 2,84 x 2,84 x 1,1 m. Objem vzduchového vaku je  $V_{\text{VAK}} = 8,872 \text{ m}^3$ , celkový objem konstrukce  $V_C = 10,246 \text{ m}^3$  a plocha ponořené části prvku  $A_P = 9 \text{ m}^2$ .

Z toho lze vypočítat výšku prvku nad hladinou

$$h_P = \frac{V_C - V_P}{A_P} = \frac{10,246 - 10,173}{9} = 0,008 \text{ m} = 8 \text{ mm} \quad (16)$$

Navržený vzduchový vak vyhoví na okrajovou podmínku pro maximální zatížení lidmi (ani při plném návrhovém zatížení se prvek nepotopí).

Nyní je třeba prvek posoudit na druhou okrajovou podmínku, kdy je přítomné pouze charakteristické stálé zatížení.

$$F_{VZ} = F_G \quad (17)$$

$$F_G = m_k \cdot g = (3435 + 900 + 200) \cdot 9,81 = 44488 \text{ N} = 44,488 \text{ kN} \quad (18)$$

$$F_{VZ} = V_P \cdot \rho_K \cdot g \quad (19)$$

kde:  $m_k$  je součet charakteristických zatížení dle Tab. 3,

$V_P$  je ponořený objem,

$\rho_K$  je hustota kapaliny (uvažovaná hodnota  $1000 \text{ kg/m}^3$ ),

$g$  je gravitační zrychlení (uvažovaná hodnota  $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

Úprava vztahu pro vyjádření  $V_P$ :

$$V_P = \frac{F_G}{\rho_K \cdot g} = \frac{44488}{1000 \cdot 9,81} = 4,535 \text{ m}^3 \quad (20)$$

---

Výška prvku nad hladinou:

$$h_P = \frac{V_C - V_P}{A_P} = \frac{10,246 - 4,535}{9} = 0,635 \text{ m} = 635 \text{ mm} \quad (21)$$

Výška železobetonového žebra s tloušťkou desky je navržena jako 780 mm. Při minimálním zatížení pouze od stálých zatížení zůstane úroveň hladiny vody nad spodní hranou žebra, což zajistí jednotnost vzhledu konstrukce a ochranu vaku před tělesy plovoucími po hladině pro libovolné užité zatížení.

Velikost vzduchového vaku vyhovuje.

#### **6.2.6. Posouzení stability plovoucího tělesa**

Výpočet stability byl proveden pro dva zatěžovací stavy, které by měly být mezními a na konstrukci by se měly vyskytnout jen ojediněle. Okrajové podmínky jsou, aby se ani při těchto mezních stavech konstrukce nepřeklopila (podmínka stability) anebo nenatočila tak, aby na horní okraj desky natekla voda (podmínka použitelnosti). Pokud dodržíme tyto podmínky, můžeme prvek prohlásit za dostatečně stabilní a použitelný.

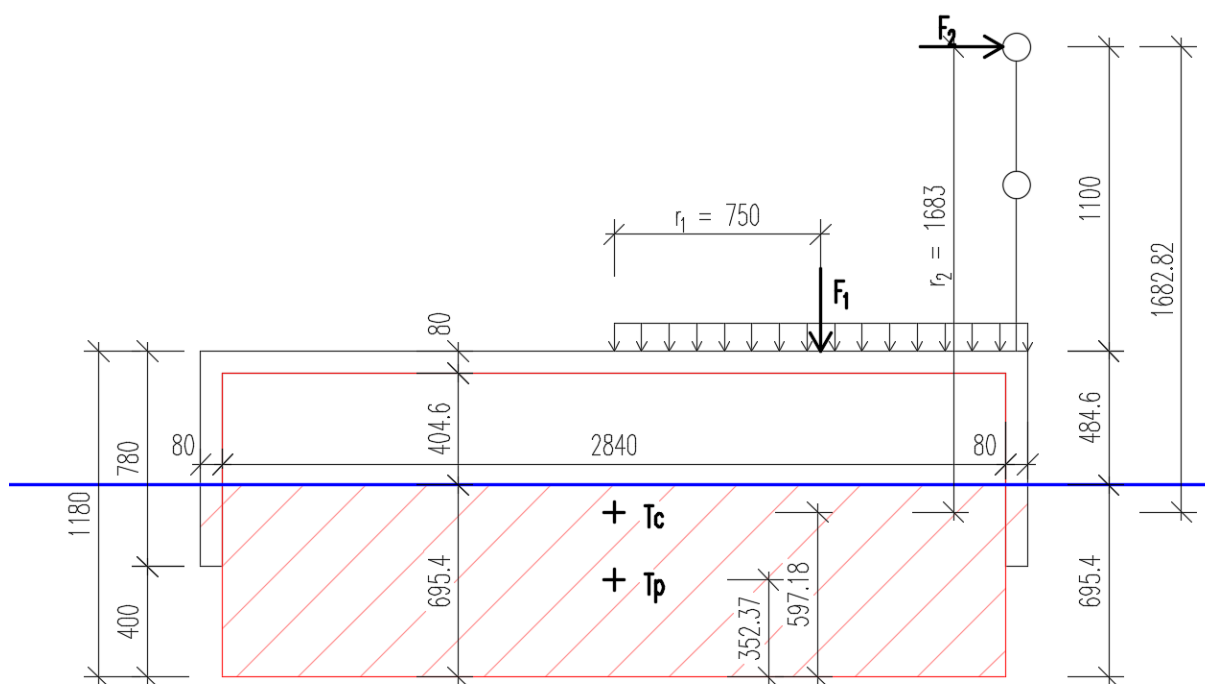
Výpočet vychází z porovnání velikosti síly od působícího zatížení a síly, která způsobí natočení tělesa na mezní hodnotu (zatečení vody na horní okraj desky). Natočení prvku je ovlivněno především velikostí nerovnoměrného zatížení, jeho polohou (vzdálenost od těžiště prvku) a velikostí vztlakové síly, která na konstrukci působí. Pro toto posouzení byly vybrány dva zatěžovací stavy. Posouzení stability plovoucího tělesa je provedeno dle [3].

Pro první zatěžovací stav bylo uvažováno stálé zatížení působící na konstrukci a proměnné zatížení od osob působící svislou silou na polovině prvku ( $F_1$ ) a vodorovnou silou na konstrukci zábradlí ( $F_2$ ). Vodorovná síla, působící na konstrukci zábradlí, byla uvažována o velikosti  $F_2 = 1 \text{ kN/m}$ . Pro zjištění reálného natočení tyto hodnoty nejsou navýšené o bezpečnostní součinitele. Přehled a schéma působení těchto zatížení jsou ukázány dále.

Tab. 4 Přehled zatížení pro posouzení stability při proměnném zatížení na polovině prvku

Druh zatížení	Stálé/proměnné	Velikost [kg]
Vlastní tíha prvku	Stálé	3450
Zábradlí	Stálé	900
Gumový vak	Stálé	200
Svislé zatížení od osob	Proměnné	1350
Vodorovné zatížení od osob	Proměnné	300
Celkem svislé zatížení	-	5900

Pro toto zatížení je třeba podle Archimédova zákona vypočítat, jak velký bude ponořený objem a z něho poté stanovit polohu těžiště tohoto objemu. Tyto hodnoty jsou znázorněny na schématu níže.



Obr. 25 Geometrie a ponor tělesa při proměnném zatížení na polovině prvku



---

Pro výpočet stability je nejprve potřeba stanovit velikost ponořeného objemu a výšku prvku nad hladinou.

$$F_{VZ} = F_G \quad (22)$$

$$\begin{aligned} F_G = m \cdot g &= (3435 + 900 + 200 + 1350) \cdot 9,81 = \\ &= 57731,9 \text{ N} = 57,732 \text{ kN} \end{aligned} \quad (23)$$

$$F_{VZ} = V_P \cdot \rho_K \cdot g \quad (24)$$

kde:  $V_P$  je ponořený objem,

$\rho_K$  je hustota kapaliny (uvažována hodnota  $1000 \text{ kg/m}^3$ ),

$g$  je gravitační konstanta (uvažována hodnota  $9,81 \text{ m/s}^2$ ).

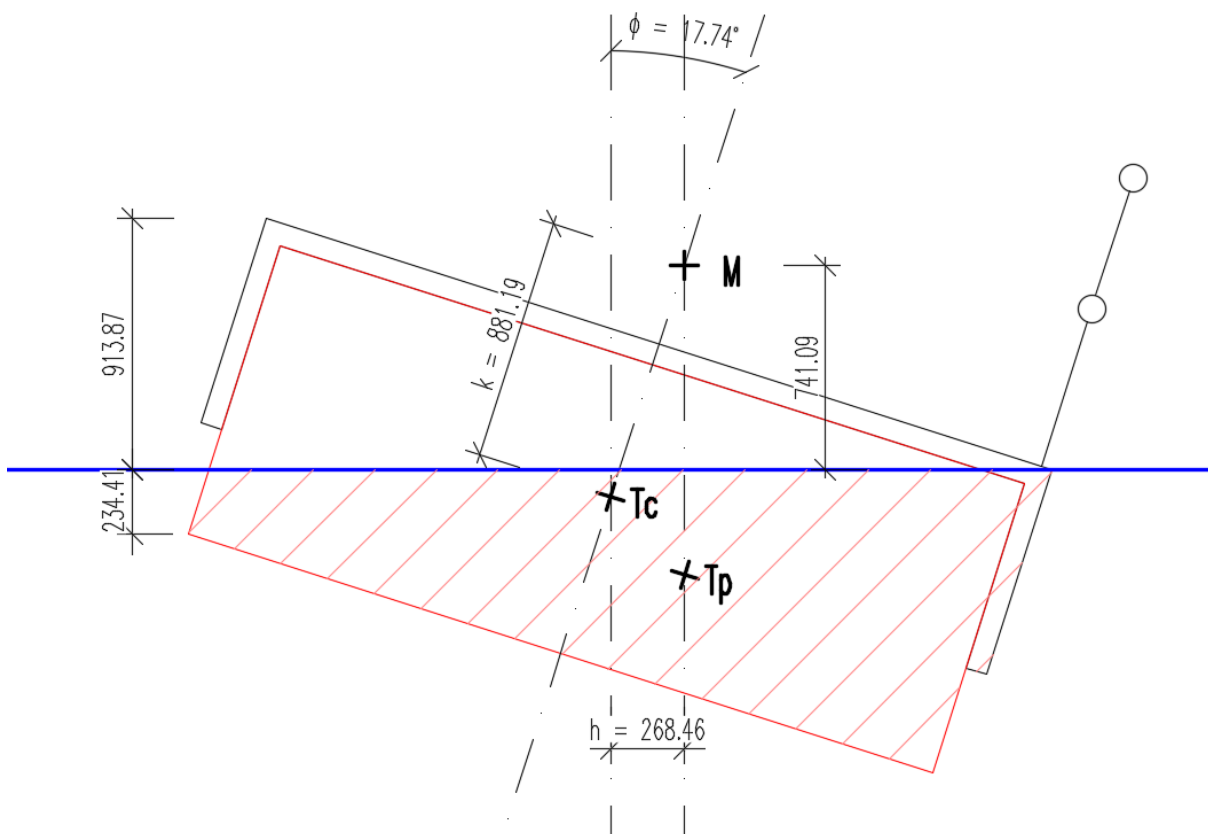
Úprava vztahu pro vyjádření  $V_P$ :

$$V_P = \frac{F_G}{\rho_K \cdot g} = \frac{57731,9}{1000 \cdot 9,81} = 5,885 \text{ m}^3 \quad (25)$$

Výška nad hladinou prvku:

$$h_P = \frac{V_C - V_P}{A_P} = \frac{10,246 - 5,885}{9} = 0,48455 \text{ m} = 484,6 \text{ mm} \quad (26)$$

Velikost ponořeného objemu je  $V_c = 5,885 \text{ m}^3$ , čemuž by při zanedbání excentricity zatížení odpovídala výška prvku nad hladinou  $h_p = 484,6 \text{ mm}$  (Obr. 25). Nyní lze graficky zjistit, jaké je maximální natočení prvku a poloha metacentra, což je znázorněno na dalším obrázku.



Obr. 26 Mezní natočení tělesa a poloha metacentra při proměnném zatížení na polovině prvku

Již známe všechny potřebné údaje pro posouzení mezního natočení. Důležitá je zejména vodorovná vzdálenost metacentra od celkového těžiště prvku  $h = 268,46$  mm a metacentrická výška  $k = 881,19$  mm (viz Obr. 26), která byla zjištěna z velikosti ponořeného objemu a z maximálního možného natočení na základě použití funkce MASSPROP v programu AutoCAD.

Posouzení:

Výpočet velikosti síly, která vyvolá maximální natočení  $\varphi_{max} = 17,74^\circ$ :

Při maximálním natočení musí platit:

$$M_k = M_s \quad (27)$$

kde:  $M_k$  je moment způsobený zatížením plovoucího prvku,

$M_s$  je stabilizační moment, který se snaží navrátit prvek do původní polohy.

Po dosazení dostaneme ( $m_c$  je celkové svislé zatížení):

$$M_k = F_1 \cdot r_1 + F_2 \cdot r_2 = F_1 \cdot 0,75 + 3 \cdot 1,683 = 0,75F_1 + 5,049 \quad (28)$$

$$F_{vz} = m_c \cdot g = 5900 \cdot 9,81 = 57,879 \text{ kN} \quad (29)$$

$$M_s = F_{vz} \cdot h = 57,879 \cdot 0,268 = 15,512 \text{ kNm} \quad (30)$$

$$0,75F_1 + 5,049 = 15,512 \quad (31)$$

$$F_1 = 13,951 \text{ kN} = 1395 \text{ kg} \quad (32)$$

Síla, která vyvolá maximální natočení prvku, má tedy hodnotu  $F_1 = 1395 \text{ kg}$ . Tuto hodnotu je nyní nutné porovnat s reálným maximálním svislým zatížením od osob  $F_o$ .

$$F_1 \geq F_o \quad (33)$$

$$1395 \geq 1350 \text{ kg} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (34)$$

Jako druhý zatěžovací stav bylo uvažováno stálé zatížení působící na konstrukci a proměnné zatížení od osob působící svislou silou v šířce 1 m od okraje prvku a vodorovnou silou na konstrukci zábradlí. Pro zjištění reálného natočení tyto hodnoty nejsou navýšené o bezpečnostní součinitele. Přehled a schéma působení těchto zatížení jsou uvedeny níže.

Tab. 5 Přehled zatížení pro posouzení stability při proměnném zatížení v šířce 1 m od okraje prvku

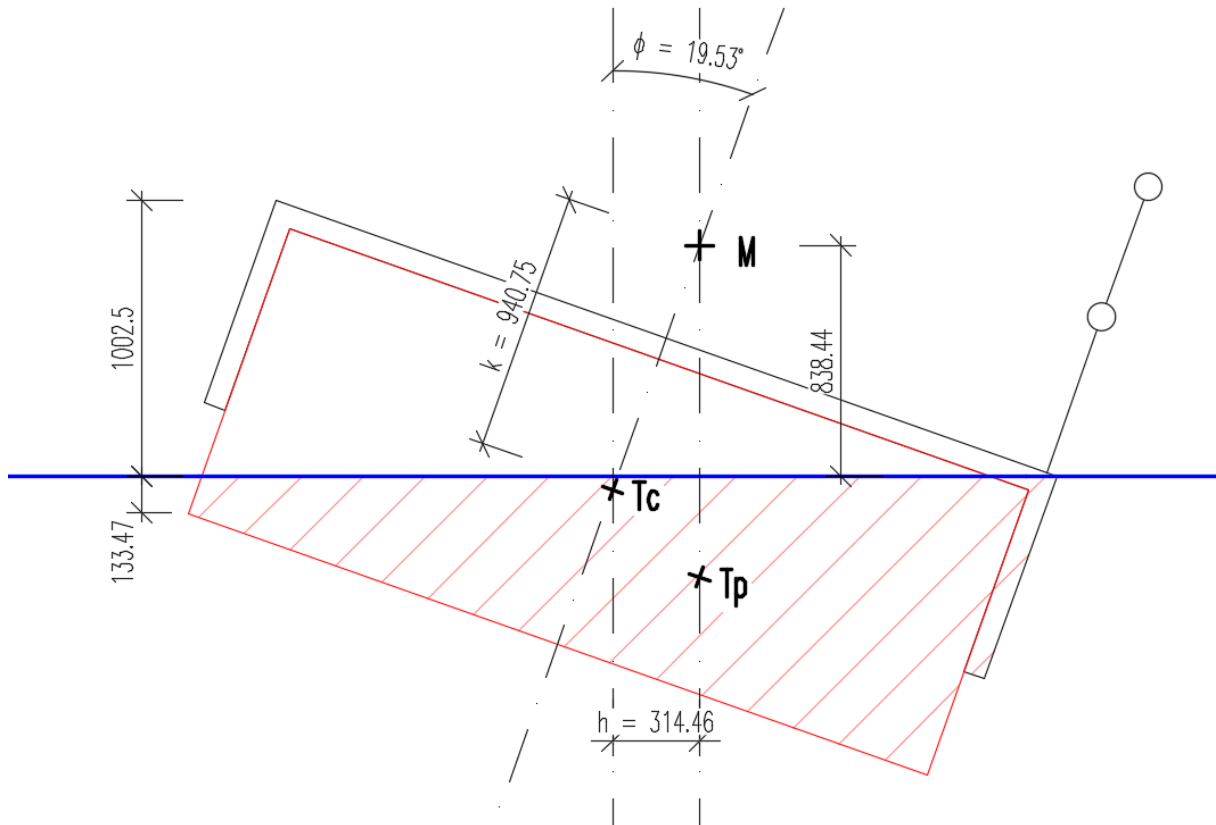
Druh zatížení	Stálé/proměnné	Velikost [kg]
Vlastní tíha prvku	Stálé	3450
Zábradlí	Stálé	900
Gumový vak	Stálé	200
Svislé zatížení od osob	Proměnné	900
Vodorovné zatížení od osob	Proměnné	300
Celkem svislé zatížení	-	5450



Výška prvku nad hladinou:

$$h_p = \frac{V_c - V_P}{A_P} = \frac{10,246 - 5,435}{9} = 0,53455 \text{ m} = 534,6 \text{ mm} \quad (39)$$

Velikost ponořeného objemu je  $V_c = 5,435 \text{ m}^3$ , čemuž by při zanedbání excentricity zatížení odpovídala výška prvku nad hladinou  $h_p = 534,6 \text{ mm}$ . Nyní lze graficky zjistit, jaké je maximální natočení prvku a poloha metacentra, což je znázorněno na dalším obrázku.



Obr. 28 Mezní natočení tělesa a poloha metacentra při proměnném zatížení v šířce 1 m od okraje prvku

Již známe všechny potřebné údaje pro posouzení mezního natočení. Důležitá je zejména vodorovná vzdálenost metacentra od celkového těžiště prvku  $h = 314,46 \text{ mm}$  a metacentrická výška  $k = 940,75 \text{ mm}$  (viz Obr. 28), která byla zjištěna z velikosti ponořeného objemu a z maximálního natočení na základě použití funkce MASSPROP v programu AutoCAD.

---

Posouzení:

Výpočet velikosti síly, která vyvolá maximální natočení  $\varphi_{max} = 19,53^\circ$ :

Při maximálním natočení musí platit:

$$M_k = M_s \quad (40)$$

kde:  $M_k$  je moment způsobený zatížením plovoucího prvku,

$M_s$  je stabilizační moment, který se snaží navrátit prvek do původní polohy.

$$M_k = F_1 \cdot r_1 + F_2 \cdot r_2 = F_1 \cdot 1 + 3 \cdot 1,683 = F_1 + 5,049 \quad (41)$$

$$F_{vz} = m_c \cdot g = 5450 \cdot 9,81 = 53,465 \text{ kN} \quad (42)$$

$$M_s = F_{vz} \cdot h = 53,465 \cdot 0,314 = 17,1 \text{ kNm} \quad (43)$$

$$F_1 + 5,049 = 17,1 \quad (44)$$

$$F_1 = 12,051 \text{ kN} = 1206 \text{ kg} \quad (45)$$

Síla, která vyvolá maximální natočení prvku, má tedy hodnotu  $F_1 = 1206 \text{ kg}$ . Tuto hodnotu je nyní nutné porovnat s reálným maximálním svislým zatížením od osob  $F_o$ .

$$F_1 \geq F_o \quad (46)$$

$$1206 \geq 900 \text{ kg} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (47)$$

Výpočet stability pro tyto dva zatěžovací stavy dokázal, že se při možném namáhání prvku hrana konstrukce nepotopí pod vodní hladinu a prvek tím pádem splňuje okrajovou podmínku pro natočení prvku. Zároveň v obou stavech leží metacentrum  $M$  nad těžištěm tělesa  $T_c$ , tudíž nedojde k překlolení prvku. Výpočet pro tyto dva zatěžovací stavy dostačuje pro ověření stability prvku. Natočení pochozí plochy prvku v mezních stavech je poměrně velké, ale je potřeba připomenout, že výpočet je proveden pro jeden samostatný prvek. Reálně budou prvky spojeny do skupin a budou vzájemně redukovat svá natočení.

---

## 6.3. Návrh spojovacích prostředků

Pro návrh spojovacích prostředků mezi dílci existují v podstatě dva způsoby. Buď může být spoj proveden jako kloubový, který bude umožňovat natočení prvků mezi sebou, nebo spoj pevný (vetknutý), který bude přenášet namáhání mezi jednotlivými prvky. Důležité je, že spoj musí být s ohledem na možnost opakovaného napojování dalších prvků demontovatelný. Pro další návrh konstrukce mola je výběr spojovacího prostředku klíčový. Obě varianty spoje mají své výhody a nevýhody, které budou popsány v následující kapitole.

### 6.3.1. Kloubový spoj prvků

Kloubové spojení prvků bude zamezovat posunům ve vodorovném i svislém směru. Kloubový spoj je z hlediska provedení celkem jednoduchý, což je jeho velká výhoda. Takovýto spoj musí dovolovat natočení prvků vůči sobě bez toho, aby od tohoto natočení vznikalo na prvcích napětí. Pokud má být dovoleno prvkům se natáčet podle aktuálního zatížení, mezi prvky musí být určitá mezera. Zároveň je také nutné odsadit žebro od okraje desky, aby na sebe při natáčení prvků (např. vlivem vlnění vodní hladiny) nenarážely spodní okraje žeber, což by mohlo vést k jejich otluku a k namáhání rohu konstrukce. Schéma spojení vypadá následovně.



Obr. 29 Schéma spojování prvku kloubovým spojem

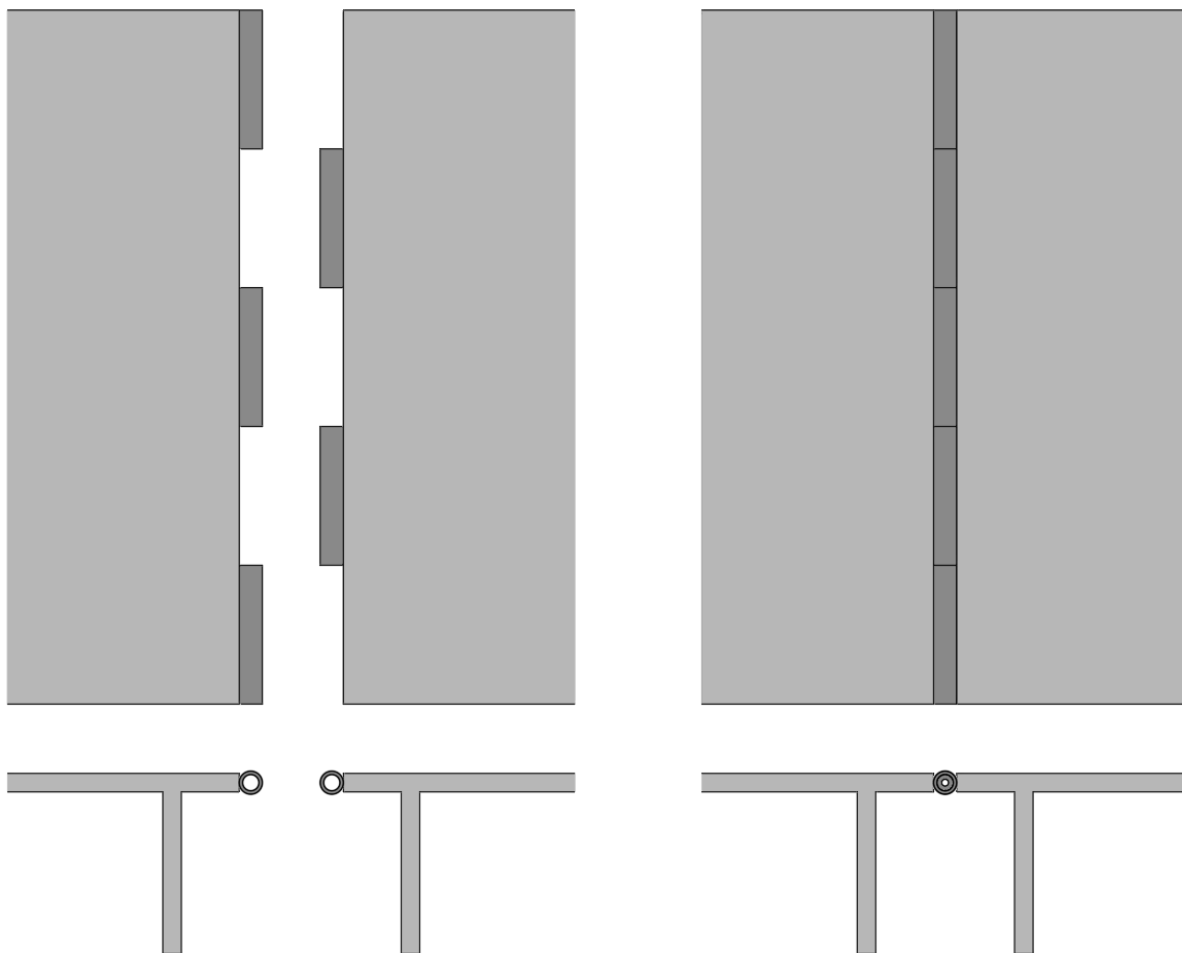
Hlavní nevýhodou tohoto spoje je to, že jednotlivé prvky nikdy nebudou úplně spolupůsobit, což vede k nižší stabilitě spojených prvků. Desky jednotlivých dílců se budou vlivem vlnění hladiny a změn proměnného zatížení vzájemně natáčet, tato nestabilita může být nepříjemná z hlediska uživatelů. Výhody a nevýhody tohoto spoje jsou shrnuty v následující tabulce.

Tab. 6 Shrnutí výhod a nevýhod kloubového spoje

Výhody	Nevýhody
Jednoduché provedení	Menší spolupůsobení prvků – nižší stabilita
Malé namáhání jednotlivých prvků od prostého natočení ostatních prvků	Zmenšení půdorysné plochy vzduchového vaku
Lepší statické schéma pro manipulaci (manipulační úchyty mohou být blíže k sobě)	Složitější tvar prvku pro betonáž
	Nejednoznačné namáhání přípojů od kroucení skupiny prvků
	Cyklické namáhání prvků od pohybů vodní hladiny – riziko opotřebení spojovacích prvků a únavového porušení betonu v jeho okolí

Takový spoj by se dal realizovat například pomocí ocelových prvků, které by byly ukotveny do konstrukce. Tyto prvky by měly tvar trubky, která by byla na některých místech vynechána. Na napojujícím se prvku by tato trubka byla vynechána na opačných místech než na prvním prvku. Po přiblížení obou prvků k sobě by vznikla souvislá trubka přes celou délku hrany prvku. Do této trubky by se poté vložila trubka či tyč menšího průřezu. Schéma tohoto spoje se nachází na následujícím obrázku. Nevýhoda tohoto spoje je manipulace zboku prvku.

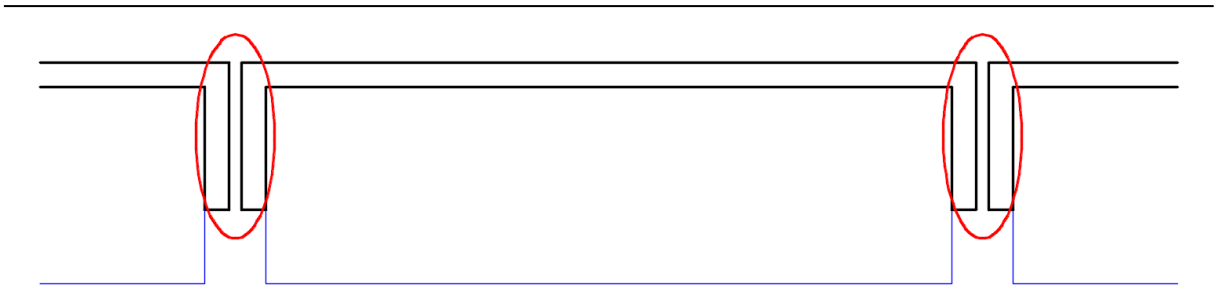




Obr. 30 Schéma kloubového spoje prvků

### 6.3.2. Pevný spoj prvků

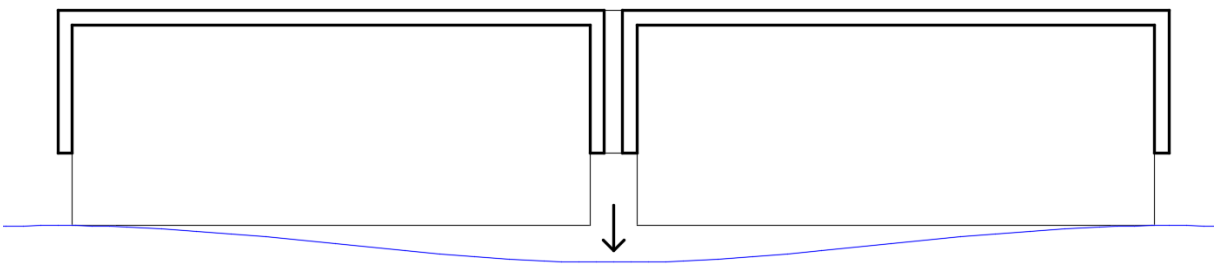
Pevný spoj prvků je pravým opakem předchozího kloubového spoje a má v podstatě opačné výhody a nevýhody. Hlavní výhodou je přenos namáhání mezi jednotlivými prvky, tudíž prvky spolupůsobí a chovají se jako jeden tuhý celek. Je jasné, že pro stabilitu a potopitelnost konstrukce je to velká výhoda. Pokud zatížíme proměnným zatížením jeden prvek, natočí se rovnoměrně celá skupina spojených prvků. Schéma napojení prvků vypadá následovně.



*Obr. 31 Schéma spojování prvku pevným spojem*

Na druhou stranu velkou nevýhodou tohoto spoje mohou být velká namáhání zejména v místech rámových rohů. Jelikož je konstrukce poměrně subtilní, napětí vznikající právě v rámových rozích by mohla vést k porušení prvku.

Při pevném spojení vzniká v prvcích napětí od nerovnoměrně rozloženého užitého zatížení a od vlnění vodní hladiny. Nerovnoměrné užité zatížení bude zohledněno v dalším postupu návrhu (viz kapitola 6.4.1). Pokud budou velmi nepříznivé povětrnostní podmínky a dojde k velkému rozvlnění vodní hladiny, bude vztlak působící na skupinu prvků nerovnoměrně rozložený, což způsobí další namáhání rámového rohu. Na obrázku níže je zobrazen extrémní stav, kdy střední část dvojice prvků není v kontaktu s vodní hladinou. Jelikož se jedná o prvek na Vltavě, není tato situace příliš pravděpodobná a v této práci nebyla podrobněji analyzována.



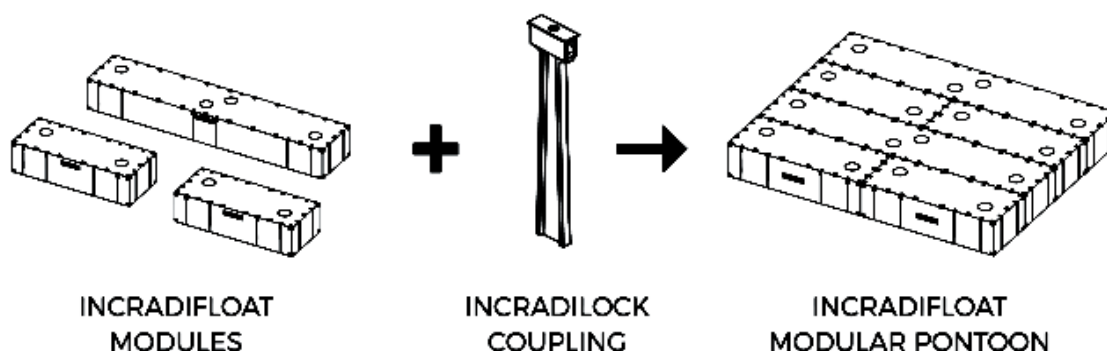
*Obr. 32 Schéma spolupůsobení dvojice prvků na rozvlněné hladině*

Výhody a nevýhody tohoto spoje jsou shrnuty v následující tabulce.

Tab. 7 Shrnutí výhod a nevýhod kloubového spoje

Výhody	Nevýhody
Spolupůsobení jednotlivých prvků jako celek – velká stabilita na vodní hladině	Složitější systém spojování prvků
Maximální půdorysná plocha vzduchového vaku	Velké namáhání jednotlivých prvků od zabráněného natočení ostatních prvků
Jednodušší tvar pro betonáž	Horší statické schéma pro manipulaci (manipulační úchyty jsou dále od sebe)
Odpadá riziko opotřebení spojovací oblasti cyklickým namáháním	

Při hledání spoje, který by byl schopný plnit takovou funkci, byla nalezena inspirace ve spoji od nizozemské společnosti INCRADIFLOAT [8], konkrétně u výrobku s názvem INCRADILOCK COUPLING. Tato společnost se zabývá výrobou modulových plovoucích pontonů zejména z oceli.



Obr. 33 Systém modulových pontonů INCRADIFLOAT – převzato z webu [www.incradifloat.com](http://www.incradifloat.com)

---

Pro spojování jednotlivých pontonů tato společnost používá ocelové prvky rozšiřujícího se průřezu I, které se po osazení utáhnou pomocí rozpěrných šroubů. Ocelové spojovací prvky se zasouvají do předem připravených otvorů. Na každém pontonu je polovina otvoru. Po zasunutí prvku se otvor zarovná do stejné výškové úrovně jako prvky. Přesný systém mechanismu, který se uvnitř prvku ukrývá, výrobce neuvádí.



*Obr. 34 Detail spojovacího prvku INCRADILOCK – převzato z webu [www.incradifloat.com](http://www.incradifloat.com)*

### **6.3.3. Vyhodnocení**

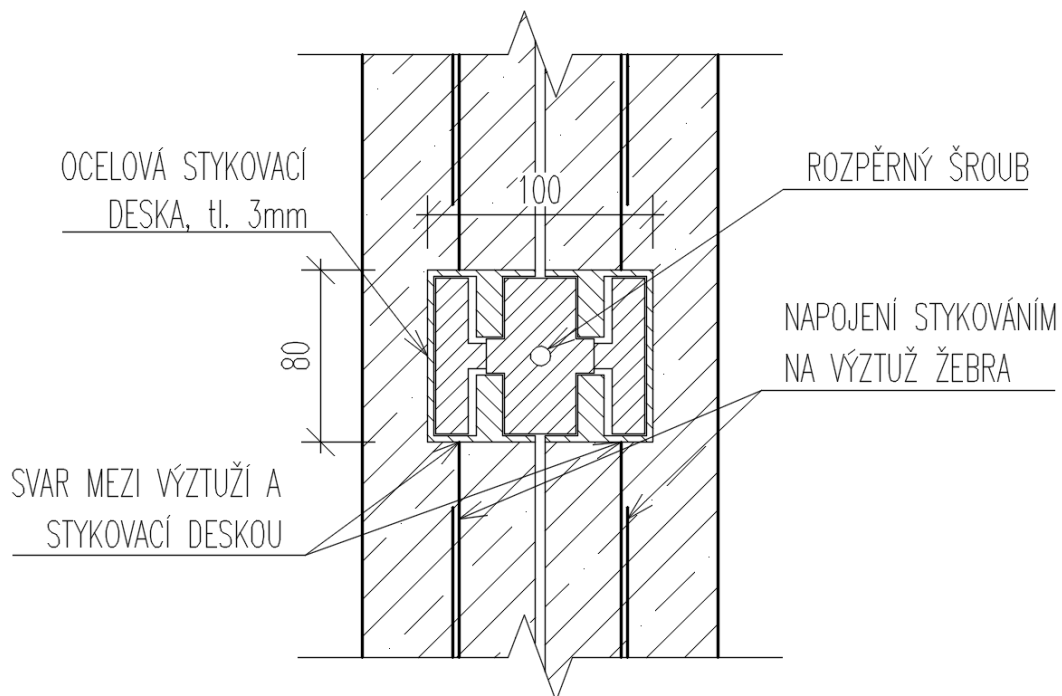
Obě varianty spojování plovoucího mola mají své velké výhody a nevýhody. Pro návrh plovoucího mola byla vybrána varianta s pevnými spoji. Jak bylo uvedeno v předchozí kapitole, tak pevným spojením dosáhneme lepší stability konstrukce, vyloučíme cyklické namáhání spojů a nejistoty ve stanovení vnitřních sil v případě kloubových spojů. Prvky od společnosti INCRADIFLOAT [8] nejsou pro spojování železobetonového mola vhodné, proto byly použity pouze pro inspiraci a návrh vlastního spoje, který bude fungovat podobně.

### **6.3.4. Návrh spoje**

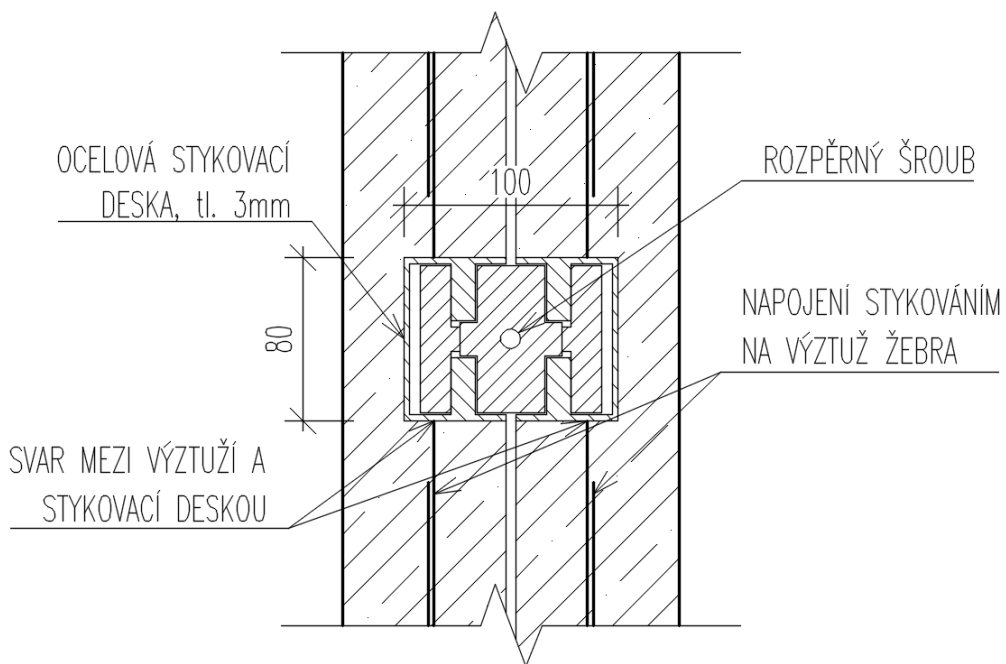
Spoj bude proveden jako zámek skládající se z ocelové desky s profilováním zakotvené pomocí výztuže do betonu a zásuvného ocelového prvku. Jednotlivé spoje budou umístěny v jedné čtvrtině délky strany plovoucího prvku (0,75 m od kraje), mezi deskami bude potom polovina půdorysné strany plovoucího prvku (1,5 m). Spojovací prvek bude probíhat přes celou výšku žebra prvku viz, Příloha č. 3 – Výkresová dokumentace. Návrh principu spoje je uveden na Obr. 35 a Obr. 36. Podrobný návrh zásuvného ocelového prvku by musel zpracovat někdo s kvalifikací ve strojním inženýrství.

Jelikož je samotný železobetonový prvek poměrně subtilní, musíme zajistit dostatečné zakotvení ocelové stykovací desky, aby nedošlo k porušení betonu v místě spojení. Do této profilované desky se zasune ocelový spojovací prvek průřezu dvojitého E, který bude opatřen rozpínacím šroubem s vnitřním mechanismem k utažení celého spoje.

Posouzení výztuže desky pro tento druh spojení a posouzení porušení přípoje je provedeno v kapitole 6.5.



Obr. 35 Detail spojovacího prvku v otevřeném stavu



Obr. 36 Detail spojovacího prvku v uzavřeném stavu

---

## 6.4. Návrh ohybové výztuže

Ze zatěžovacích stavů, které na konstrukci budou během životnosti působit, musíme vybrat ty nejméně příznivé, které budou způsobovat největší namáhání konstrukce. Na tyto stavy musíme navrhnout výztuž tak, aby byla schopna zatížení odolávat a nedošlo k porušení konstrukce (překročení únosnosti nebo tvorbě staticky významných trhlin).

Nejméně příznivý zatěžovací stav z hlediska ohybového namáhání desky je zvedání po odbednění z formy. K odbednění dochází přibližně po třech dnech od betonáže. V tomto čase má beton jen cca 60 % pevnosti oproti pevnosti v 28 dnech.

Při běžném užívání prvku plovoucího na vodní hladině nebude docházet od rovnoměrného zatížení k žádným napětím. Vzduchový vak působí na konstrukci jako plošná pružná podpora, a proto se konstrukce při zatížení pouze potopí, v desce nevzniknou žádné ohybové momenty. Při nerovnoměrném zatížení bude docházet ke vzniku určitých ohybových momentů, které by ale neměly být pro návrh konstrukce rozhodující a v rámci této práce nejsou řešeny. Návrh a posouzení výztuže je provedeno dle [1] a [2].

Pro výpočet vnitřních sil byl použit program SCIA Engineer verze 16.

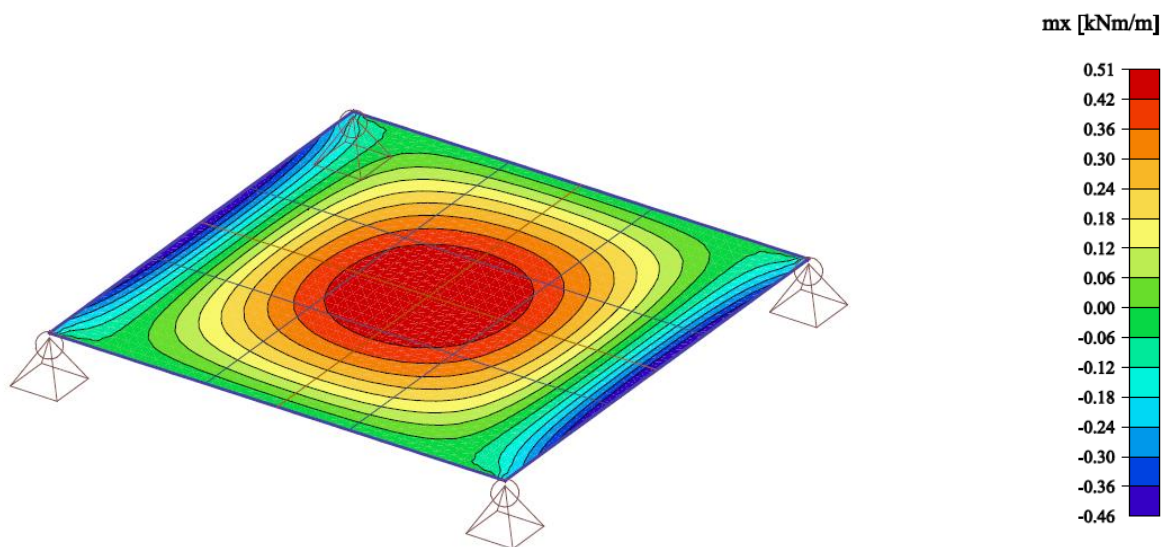
### 6.4.1. Prvek ze železobetonu s polymerovými vlákny

Prvek bude vyztužen betonářskou výztuží B500B, průměru  $\varnothing$  10 mm a rozptýlenou výztuží (polymerová vlákna). Polymerová vlákna budou v konstrukci především z důvodu agresivity prostředí (cyklické změny vlhkosti a teplot), vyšší otěruvzdornosti nášlapné vrstvy a vyšší odolnost proti otluku. Polymerová vlákna se aktivují po vzniku tahových trhlin betonu, poté snižují velikost těchto tahových trhlin.

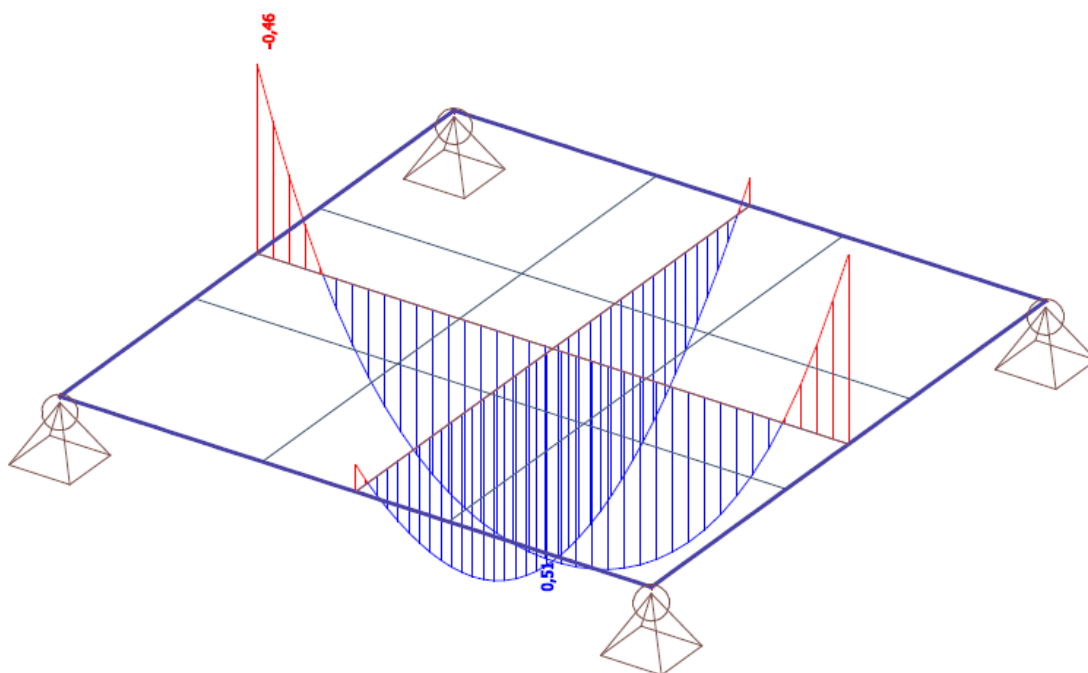
Manipulační úchyty jsou voleny v nejvíce nepříznivých místech (v rozích konstrukce). Tato poloha neodpovídá skutečné poloze manipulačních úchytů (viz Obr. 49), úchyty byly z konstrukčních důvodů odsazeny od okraje prvku. Skutečné namáhání by však bylo příznivější, proto tato nepřesnost není na škodu.

Pro zjištění maximálního ohybového momentu, který vznikne na desce při zvedání konstrukce byl použit následující model. Jedná se o železobetonovou desku o rozměrech 2,92x2,92 m (rozměr desky k osám obvodového žebra), tl. 80 mm, která je kloubově podepřena v rozích. Tyto podpory simulují manipulační úchyty. K desce jsou připojeny železobetonová

žebra. Deska je zatížena pouze vlastní tíhou. Pro výpočet byla použita metoda lineární analýzy. Na následujících obrázcích jsou znázorněny hodnoty ohybového momentu  $m_x$  od zvedání.



Obr. 37 Hodnoty ohybového momentu  $m_x$  od zvedání



Obr. 38 Hodnoty ohybového momentu  $m_x$  od zvedání vykresleny v kritických řezech

Hodnoty ohybového momentu  $m_y$  jsou z důvodu symetrie konstrukce stejné. Maximální ohybový moment má tedy hodnotu  $m_{Ed} = 0,51$  kNm/m. V této hodnotě není zahrnut vliv krutících momentů, které však měly na celkovou hodnotu momentu malý vliv. Díky nízkým hodnotám ohybového momentu na konstrukci je zřejmé, že budou rozhodovat konstrukční

---

zásady, konkrétně maximální vzdálenost mezi pruty. Výpočet dále pokračuje specifikacemi materiálů, návrhem a posouzením ohybové výztuže železobetonového prvku.

Materiály:

Beton: C 30/37 – XC4, XF3 – Cl 0.2 – D<sub>max</sub> 16 mm – S4 (cement CEM 42,5 N)

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}, f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa} \quad (48)$$

Výztuž: B500B –  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \quad (49)$$

Navrhuji výztuž  $\varnothing 10 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$  ( $a_{s,prov} = 523 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) ve dvou směrech

Posouzení:

Krytí výztuže bylo určeno v předchozích kapitolách hodnotou  $c = 30 \text{ mm}$ .

Účinná výška průřezu:

$$d = h - c - \varnothing_1 - \frac{\varnothing_2}{2} = 80 - 30 - 10 - \frac{10}{2} = 35 \text{ mm} \quad (50)$$

Výška tlačené oblasti:

$$F_c = F_s \quad (51)$$

$$b \cdot x \cdot \alpha \cdot f_{cd} = a_s \cdot f_{yd} \quad (52)$$

$$x = \frac{a_{s,prov} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} = \frac{523 \cdot 434,78}{1000 \cdot 0,8 \cdot 20} = 14,22 \text{ mm} \quad (53)$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - \frac{\lambda \cdot x}{2} = 35 - \frac{0,8 \cdot 14,22}{2} = 29,31 \text{ mm} \quad (54)$$



---

Moment únosnosti desky:

$$m_{Rd} = a_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 523 \cdot 434,78 \cdot 29,31 = 6,67 \text{ kNm/m} \quad (55)$$

Podmínka únosnosti:

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \quad (56)$$

$$6,67 \geq 0,51 \text{ kNm/m} \rightarrow \textbf{Vyhovuje} \quad (57)$$

Konstrukční zásady:

Minimální plochy výztuže:

$$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right\} \quad (58)$$

$$a_{s,prov} \geq a_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1000 \cdot 35; 0,0013 \cdot 1000 \cdot 35 \right\} \quad (59)$$

$$522 \text{ mm}^2/\text{m} \geq a_{s,min} = \max \{ 52,78; 45,5 \text{ mm}^2/\text{m} \} \rightarrow \textbf{Vyhovuje} \quad (60)$$

Maximální plocha výztuže:

$$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot h \quad (61)$$

$$a_{s,prov} \leq a_{s,max} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 80 \quad (62)$$

$$522 \text{ mm}^2/\text{m} \leq a_{s,max} = 3200 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \textbf{Vyhovuje} \quad (63)$$

Ověření výšky tlačené oblasti:

$$\xi = \frac{x}{d} \leq \xi_{bal} = 0,6168 \quad (64)$$

$$\xi = \frac{14,22}{35} \leq \xi_{bal} = 0,6168 \quad (65)$$

$$0,4063 \leq \xi_{bal} = 0,6168 \rightarrow \textbf{Vyhovuje} \quad (66)$$

---

Maximální osová vzdálenost prutů:

$$s_a \leq \min\{2 \cdot h, 250 \text{ mm}\} \quad (67)$$

$$s_a \leq \min\{2 \cdot 80, 250 \text{ mm}\} \quad (68)$$

$$150 \text{ mm} \leq \min\{160, 250 \text{ mm}\} \rightarrow \textbf{Vyhovuje} \quad (69)$$

Minimální světlá vzdálenost mezi pruty:

$$s_v = s_a - \emptyset \geq \max\{20 \text{ mm}; 1,2 \cdot \emptyset; D_{max} + 5 \text{ mm}\} \quad (70)$$

$$s_v = 150 - 10 \geq \max\{20 \text{ mm}; 1,2 \cdot 10 \text{ mm} + 5 \text{ mm}\} \quad (71)$$

$$140 \text{ mm} \geq \max\{20 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 21 \text{ mm}\} \rightarrow \textbf{Vyhovuje} \quad (72)$$

Návrh výztuže splňuje konstrukční zásady.

Tímto je proveden návrh železobetonové desky na MSÚ. Z MSP nás bude zajímat zejména možnost vzniku trhlin při manipulaci, což bude ověřeno v následující kapitole 6.6.

Dále je třeba ověřit, zda bude navržená výztuž schopna přenášet veškerá zatížení při tuhém spojení prvků. Nepříznivá napětí, která budou na konstrukci vznikat, jsou způsobena nerovnoměrným zatížením skupiny prvků. Pokud prvek vyhoví a bude schopen přenést tato namáhání, bude dále posouzeno vytrhnutí ocelového kotvícího prvku z železobetonového žebra prvku.

Pro posouzení tohoto stavu platí, že moment, který vznikne v rámovém rohu prvku, nesmí překračovat hodnotu momentu únosnosti železobetonové konstrukce, který má hodnotu  $m_{Rd} = 6,67 \text{ kNm}$ .

Pro zjištění maximálního namáhání byla uvažována trojice prvků zatížená stálým zatížením, kdy prostřední prvek je navíc zatížen plným proměnným zatížením (způsobeno osobami) a krajní jsou bez proměnného zatížení. Při takovém zatěžovacím stavu se bude snažit prostřední zatížený prvek potopit a natočit se vůči sousedícím prvkům. Z důvodu tuhého spojení se prvky nenatočí, ale potopí rovnoměrně, a proto dojde k namáhání spojovacích prvků a jejich okolí.

---

Tato trojice prvků byla vymodelována v programu SCIA Engineer 16 (pohled na celý model viz Obr. 43). Prvky byly modelovány jako tuze propojené desky a stěny. Tloušťka těchto prvků byla 80 mm. Každý prvek byl podepřen plošnou pružnou podporou, která do jisté míry umožňovala posun ve svislém směru. Tuhost podloží (vody) byla určena z velikosti zatížení a deformaci (ponoru) následujícím způsobem.

Tuhost vyjadřuje vztah síly a deformace. Pokud síla  $F$  působí na podloží o tuhosti  $C$ , je jeho deformace rovna:

$$U = \frac{F}{C} \rightarrow C = \frac{F}{U} \quad (73)$$

kde:  $U$  je deformace (v našem případě ponor konstrukce),

$F$  je síla působící na konstrukci,

$C$  je tuhost podloží (v našem případě voda).

Nejprve musíme určit libovolné zatížení, jemuž bude konstrukce vystavena a z něho dopočítat hloubku ponoru prvku. Pro výpočet bude uvažována konstrukce zatížena svislou silou  $F_1 = 10$  kN. Velikost ponoru je vypočtena následujícími vztahy dle kapitoly 4.1.

$$F_{VZ} = F_1 \quad (74)$$

$$F_1 = 10 \text{ kN} \quad (75)$$

$$F_{VZ} = V_P \cdot \rho_K \cdot g \quad (76)$$

kde:  $F_1$  je síla působící na konstrukci (uvažována hodnota 10 kN),

$V_P$  je ponořený objem,

$\rho_K$  je hustota kapaliny (uvažovaná hodnota 1000 kg/m<sup>3</sup>),

$g$  je gravitační zrychlení (uvažovaná hodnota 9,81 m/s<sup>2</sup>).

Úprava vztahu pro vyjádření  $V_P$ :

$$V_P = \frac{F_1}{\rho_K \cdot g} = \frac{10000}{1000 \cdot 9,81} = 1,019 \text{ m}^3 \quad (77)$$

---

Hloubka ponoru:

$$h_d = \frac{V_P}{A_{vak}} = \frac{1,019}{2,84^2} = 0,126 \text{ m} = 126,3 \text{ mm} \quad (78)$$

kde:  $h_d$  je ponor zatížené konstrukce,

$V_P$  je ponořený objem,

$A_{vak}$  je plocha vzduchového vaku (uvažována hodnota  $8,07 \text{ m}^2$  dle kapitoly 6.2.5),

Dále je nutné určit velikost hydrostatického tlaku (vztlaku), který bude působit na konstrukci zespodu.

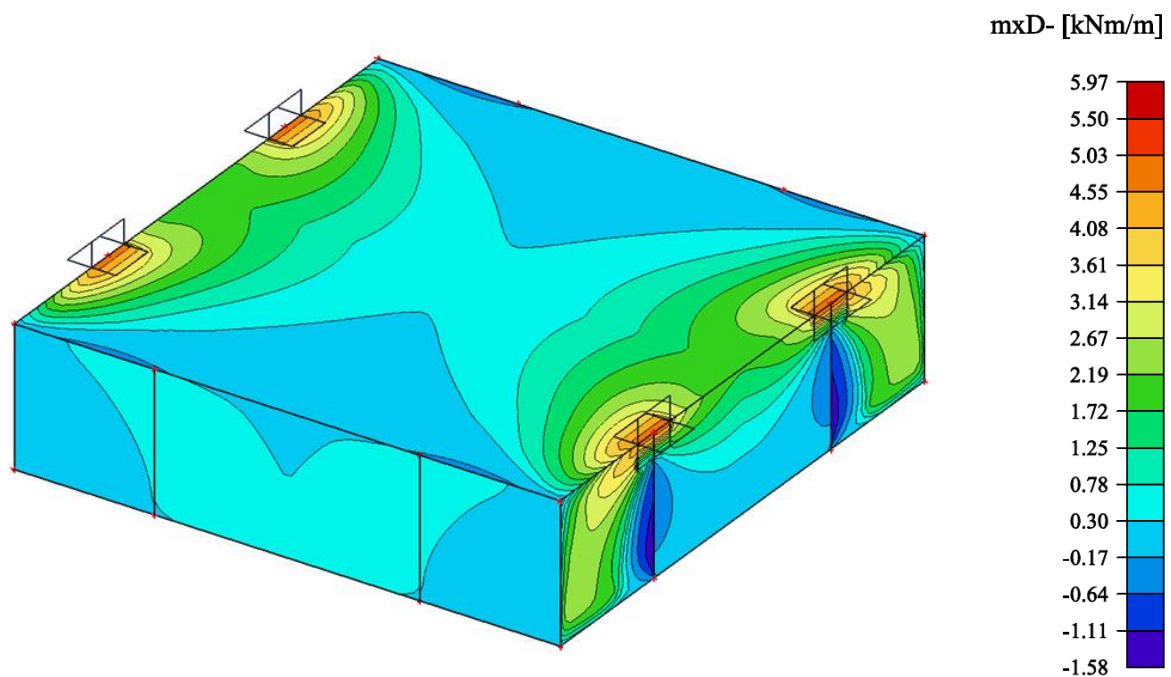
$$p_H = h_d \cdot \rho_k \cdot g = 0,126 \cdot 1000 \cdot 9,81 = 1236,06 \text{ N/m}^3 = 1,236 \text{ kN/m}^3 \quad (79)$$

Nyní je možné určit výslednou tuhost podloží dle následujícího vztahu.

$$C_{voda} = \frac{p_H}{h_d} \cdot \frac{A_{vak}}{A_{žB}} = \frac{1,236}{0,126} \cdot \frac{8,07}{9} = 8,791 \text{ kN/m}^3 \quad (80)$$

Půdorysný rozměr desky má velikost  $A_{žB} = 9 \text{ m}^2$ . Půdorysný rozměr vaku má velikost  $A_{vak} = 8,07 \text{ m}^2$ . Hydrostatický tlak bude při tomto zatížení působit na půdorysnou plochu vzduchového vaku  $A_{vak}$ . Ve výpočtovém modelu byla uvažována deska  $3,0 \times 3,0 \text{ m}$ . Z toho důvodu je do výpočtu zavedena korekce, která způsobí působení vztlaku na celou desku. Pokud bychom tuto korekci do výpočtu nezavedli, tak bychom z výpočtu dostávaly nesprávné výsledky.

Jednotlivé prvky byly propojeny liniově ocelovými deskami, které nahrazovaly spojovací prvky. Na následujícím obrázku jsou znázorněny hodnoty maximálního návrhového ohybového momentu  $m_{xD}$ , které na prostředním prvku vznikají.



Obr. 39 Hodnoty návrhového ohybového momentu  $m_{xD}$  při zatížení prostředního prvku ze skupiny prvků proměnným zatížením

Pro reálnější výsledné ohybové momenty je třeba provést zprůměrování nereálných špiček v okolí konců spojovacích prvků. Maximální ohybový moment, který na konstrukci působí, má hodnotu  $m_{Ed} = 5,97 \text{ kNm/m}$ . Hodnota momentu únosnosti je stejná jako při návrhu ohybové výztuže, tj.  $m_{Rd} = 6,67 \text{ kNm/m}$ . Pro maximální ohybový moment je třeba ověřit, zda je splněna podmínka únosnosti.

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \quad (81)$$

$$6,67 \geq 5,97 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (82)$$

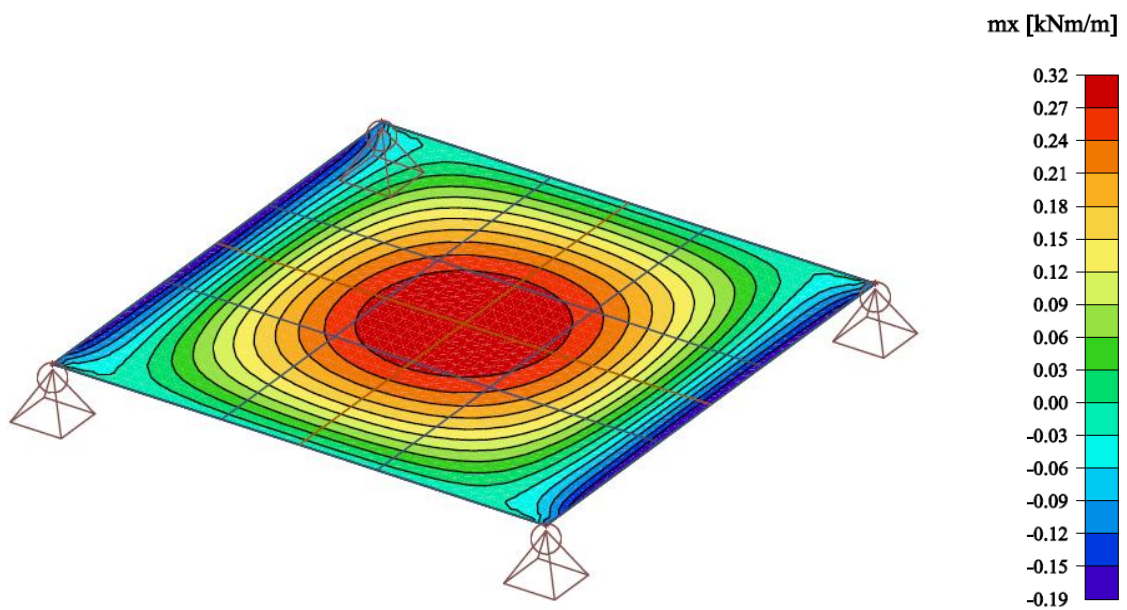
#### 6.4.2. Deska prvku z UHPC

Pokud bychom chtěli vyrobit prvek ještě subtilnější, abychom snížili jeho celkovou hmotnost, musela by být deska prvku navržena bez prutové výztuže, například z UHPC. V této práci bude proveden pouze návrh pochozí desky z UHPC, nikoliv celého prvku včetně detailů. Při použití UHPC by muselo být pravděpodobně provedeno lokální zesílení na místech velkého namáhání konstrukce. Celkově je návrh pro takto tenkou desku složitější a vyžadoval by více zkušeností.

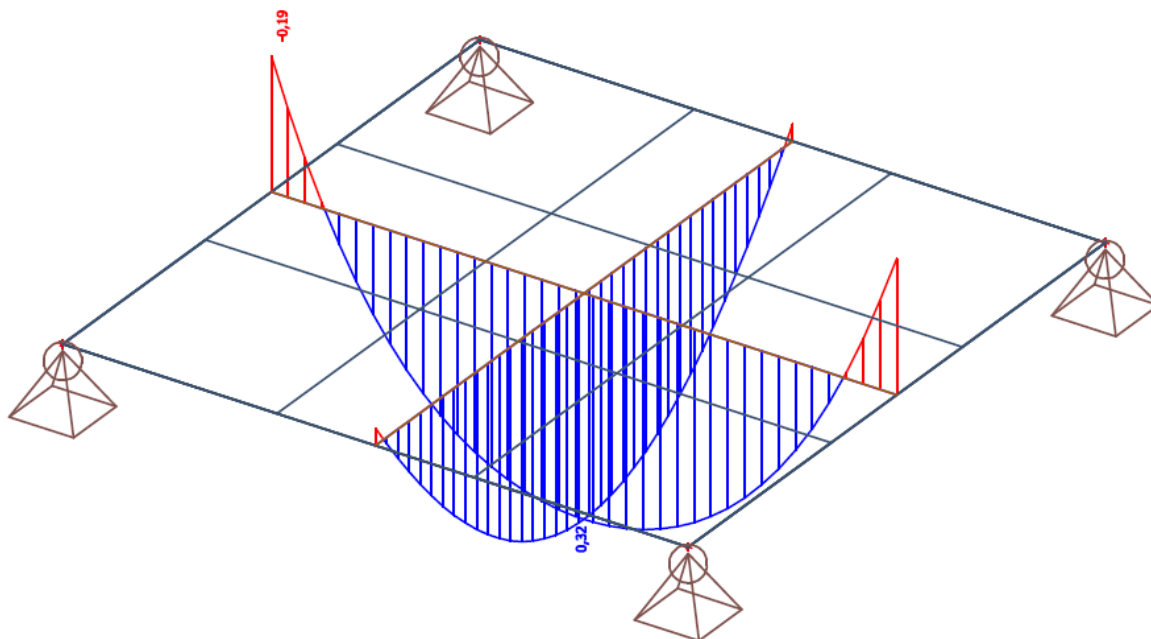
---

Jelikož se do betonové směsi přidávají drátky v poměrně velkém množství, uvažují objemovou hmotnost  $\rho_{UHPC} = 2800 \text{ kg/m}^3$ . Tloušťku desky uvažují  $t_{UHPC} = 40 \text{ mm}$ . Výpočet MSÚ pro UHPC budu uvažovat opět pro zatěžovací stav při zvedání. Metoda výpočtu je založená na mezním momentu únosnosti, který zjistím z rovnováhy sil v průřezu. Tento postup je podrobněji ukázán dále. Polohu kotev uvažují v nejméně vhodném umístění (v rozích prvku). Maximální ohybový moment při zvedání je uveden níže.

Použitý model byl v principu shodný s modelem použitým pro železobetonovou konstrukci.



Obr. 40 Hodnoty ohybového momentu  $m_x$  od zvedání



Obr. 41 Hodnoty ohybového momentu  $m_x$  od zvedání vykresleny v kritických řezech

Materiály:

Beton: UHPC

$$f_{ck} = 161 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{161 \cdot 0,85}{1,3} = 105,27 \text{ MPa} \quad (83)$$

Tato směs UHPC byla vyvinuta na katedře betonových a zděných konstrukcí ČVUT. Ze zkoušek mechanických vlastností této směsi se vyhodnotily výsledky, které byly použity v této práci. Tabulka s výslednými vlastnostmi je Příloha č. 1 této práce.

Princip posouzení je podobný jako u železobetonové desky a je převzat z francouzského předpisu [6]. Vychází klasicky z rovnováhy sil v průřezu. U UHPC se však má uvažovat lineární průběh napětí v tlačené oblasti, do rovnováhy se smí započítat i beton v tahu a musí se zohlednit nerovnoměrné využití drátků po výšce prvku. Na dalším obrázku je zobrazen průběh přetvoření a napětí u obecného průřezu z UHPC. Hodnoty součinitelů jsou uvažovány dle německé směrnice pro návrh UHPFRC [7] (francouzská směrnice konkrétní hodnoty neuvádí, jejich stanovení nechává na projektantovi).





$$= \frac{0,9 \cdot 5,1 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 1000}{\frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 105,27 + 0,9 \cdot 5,1 \cdot 0,9 \cdot 1000} = 2,91 \text{ mm}$$

kde:  $\chi$  je součinitel zohledňující nerovnoměrné využití drátků (uvažována hodnota 0,9 viz Obr. 42),

$k$  je součinitel zohledňující nerovnoměrné využití drátků (uvažována hodnota 0,9 viz Obr. 42),

Moment únosnosti:

$$m_{Rd} = \chi \cdot f_{cf0d} \cdot k \cdot b \cdot (h - x) \cdot \left( h - \frac{x}{3} - \frac{k \cdot (h-x)}{2} \right) = \quad (86)$$

$$m_{Rd} = 0,9 \cdot 5,1 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot (40 - 2,91) \cdot \left( 40 - \frac{2,91}{3} - \frac{0,9 \cdot (40 - 2,91)}{2} \right) =$$

$$m_{Rd} = 3,42 \text{ kNm/m}$$

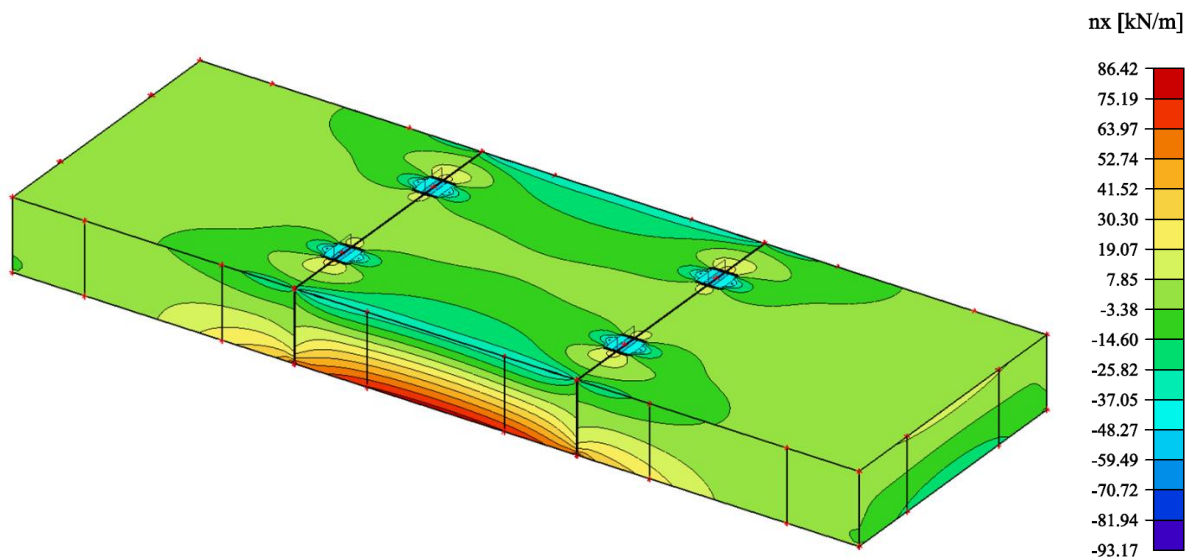
Podmínka únosnosti:

$$m_{Rd} \geq m_{Ed} \quad (87)$$

$$3,42 \geq 0,32 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (88)$$

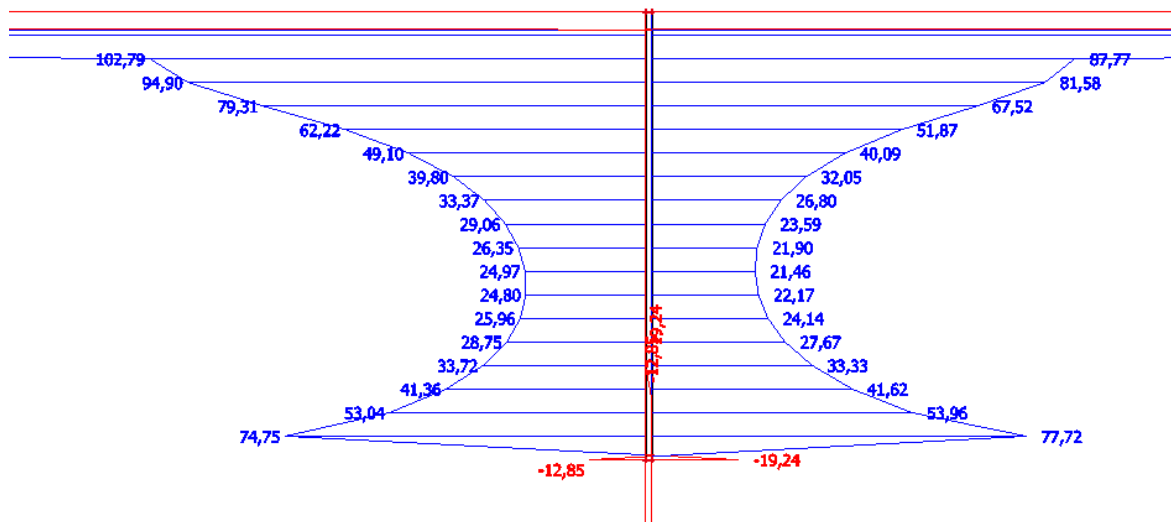
## 6.5. Posouzení vytržení spojovacích prvků

Další částí posouzení prvku bude ověření vytrhnutí ocelové spojovací kotvy z železobetonového prvku. Použit bude stejný model jako pro ověření ohybové únosnosti rohu. Na následujícím obrázku lze vidět, že při daném způsobu namáhání nevznikají v desce žádné tahové síly, je celá tlačena. Spojovací prvek pak přenáší veškeré tahy.



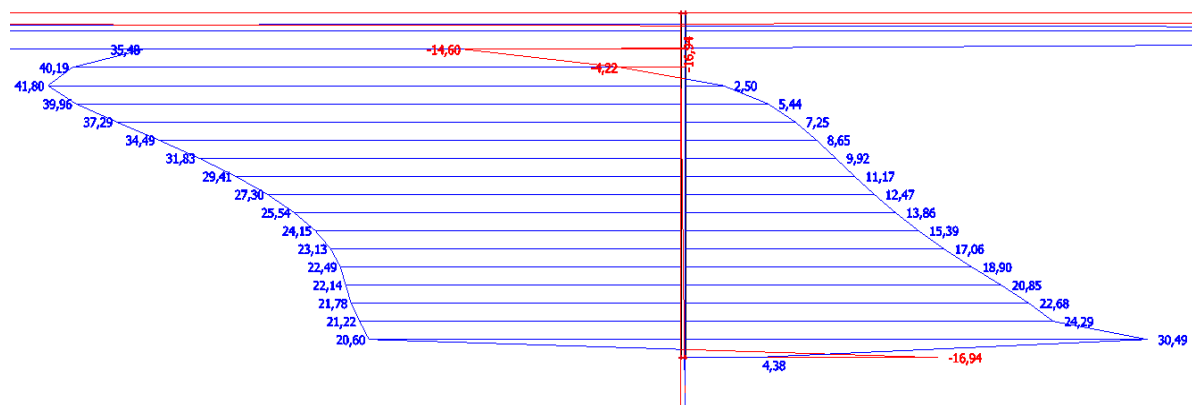
Obr. 43 Hodnoty vodoroných sil  $n_x$  na skupině prvků

Hodnoty vodoroných sil, které působí na spojovací prvek, jsou znázorněny na dalším obrázku.



Obr. 44 Hodnoty vodoroných sil  $n_x$  ve spoji

Na okraji spojovacího prvku vznikají opět nereálné špičky vnitřních sil. Při dalším výpočtu byla uvažována maximální hodnota síly  $n_x = 102,97$  kN/m, která vzniká na úrovni spodního povrchu desky. Bezpečně bude uvažována stejná hodnota po celé délce přípoje. Dále je třeba určit maximální hodnoty svislých sil, které jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obr. 45 Hodnoty svislých sil  $n_y$  ve spoji

Opět vznikají na okraji prvku nereálné špičky, tudíž jako maximální svislá síla bude uvažována hodnota  $n_y = 41,8$  kN/m. Bezpečně bude uvažována stejná hodnota po celé délce přípoje. Nyní je možné provést posouzení na vytržení spojovacího dílce z železobetonové konstrukce.

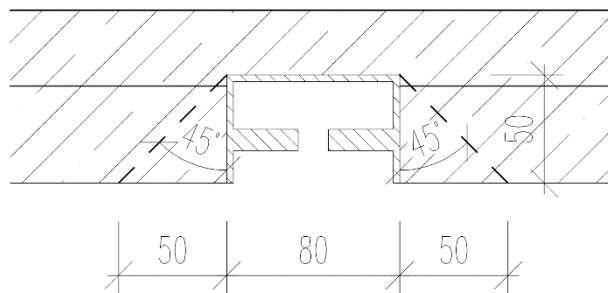
Posouzení pro prostý tah:

Beton: C 30/37 – XC4, XF3 – Cl 0.2 –  $D_{\max}$  16 mm – S4 (cement CEM 42,5 N)

$$f_{ctk} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa} \quad (89)$$

Bylo uvažováno, že k vytrhnutí dojde pod úhlem 45° od spojovacího prvku, což je znázorněno na Obr. 46. Nyní je třeba dopočítat plochu betonu, která bude tahové síle odolávat.



Obr. 46 Schéma roznášecí plochy tahové síly

Plocha vytržení spojovacího prvku:

$$S_T = d \cdot h = \sqrt{50^2 + 50^2} \cdot 780 = 55154,3 \text{ mm}^2 \quad (90)$$

---

Únosnost betonu v tahu:

$$F_{Rd} = 2 \cdot f_{ctd} \cdot S_T = 2 \cdot 1,333 \cdot 55154,3 = 147,04 \text{ kN} \quad (91)$$

Podmínka únosnosti:

$$F_{Ed} = n_x \cdot L = 102,97 \cdot 0,78 = 80,32 \text{ kN} \quad (92)$$

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad (93)$$

$$80,32 \leq 147,04 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (94)$$

Posouzení pro smyk:

Beton: C 30/37 – XC4, XF3 – Cl 0.2 – D<sub>max</sub> 16 mm – S4 (cement CEM 42,5 N)

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa} \quad (95)$$

Únosnost betonu ve smyku:

$$\begin{aligned} F_{Rd} &= 2 \cdot S_T \cdot 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 2 \cdot S_T \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = \\ &= 2 \cdot 55154,3 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 = 582,43 \text{ kN} \end{aligned} \quad (96)$$

Podmínka únosnosti:

$$F_{Ed} = n_y \leq F_{Rd} \quad (97)$$

$$F_{Ed} = n_y \cdot L = 41,8 \cdot 0,78 = 32,6 \text{ kN} \quad (98)$$

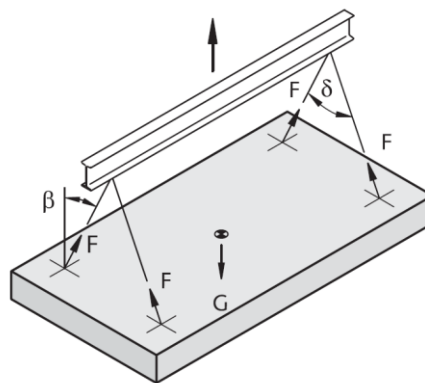
$$32,6 \leq 582,43 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (99)$$

Posouzení na vytržení spojovacího prvku z železobetonové konstrukce vyhovuje.

## 6.6. Návrh manipulačních úchytů

Návrh přepravních úchytů pro takto tenkou konstrukci není jednoduchý. Pro návrh byl využit sortiment společnosti HALFEN [23].

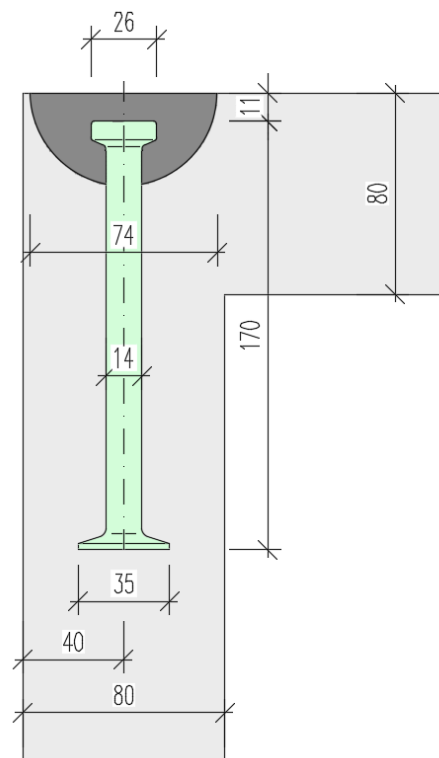
Pokud bychom chtěli zvedací kotvy umístit do desky mimo žebro, čímž bychom docílili výhodnějšího statického schématu, tak bychom museli hledat deskové kotvy, které jsou vyrobeny pro tloušťku desky min. 80 mm. Přepravní úchyt s kulovou hlavou DEHA pro stropní prvky, typ 6000-1.3-0040 (nejmenší desková kotva), by splňoval všechny podmínky z hlediska geometrie. Nicméně z hlediska únosnosti by tento typ kotvy nevyhověl.



Obr. 47 Schéma zvedání prvku pomocí vahadla

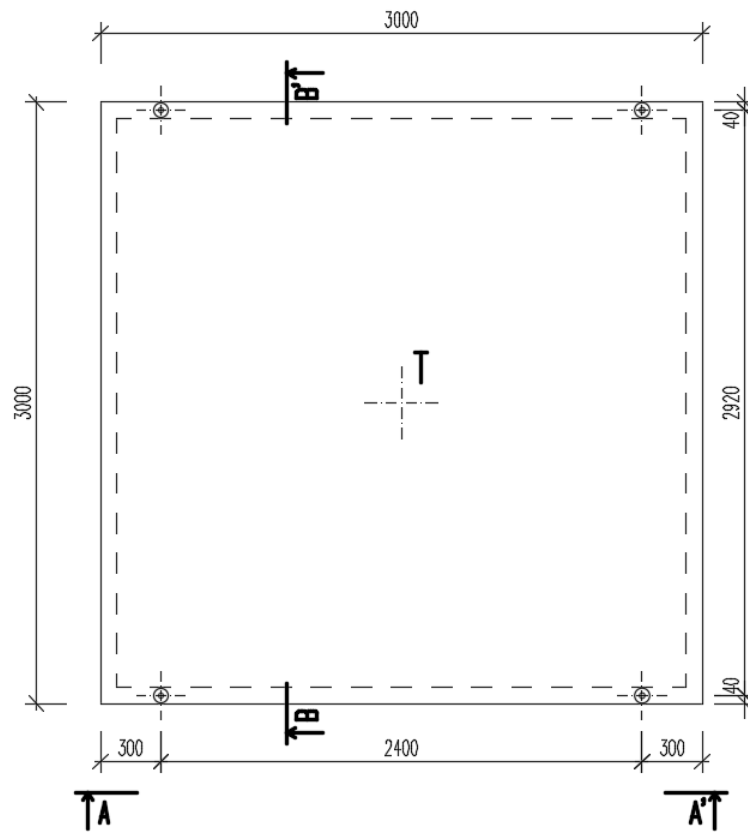
Mnohem lepší z hlediska únosnosti jsou kotvy stěnové, které se u našeho prvku mohou umístit do obvodového žebra. Tato pozice není ideální z hlediska ohybových momentů (kotvy jsou od sebe na celou vzdálenost prvku), nicméně jejich únosnost je mnohonásobně vyšší. Přepravní úchyt s kulovou hlavou DEHA pro stěnové prvky, typ 6000-2.5-0170 pro tloušťku stěny 80 mm vyhovuje jak z hlediska geometrie, tak z hlediska únosnosti kotev, což bude ověřeno následujícím výpočtem.

Na každý prvek připadá osm přepravních úchytů. Čtyři přepravní úchyty při horní hraně desky a další čtyři potom na dolní hraně žebra. Úchyty na dolní straně žebra slouží pro zvedání prvku po betonáži (prvek se bude betonovat obráceně, než bude jeho poloha při užívání). Půdorysně jsou kotvy rozmístěny na dvou protilehlých stranách prvku, 300 mm od boční strany. Pro zvedání bude muset být použito vahadlo, které zajistí rovnoměrný roznos zatížení na všechny 4 kotvy. Vrcholový úhel závěsu od svislé osy bude maximálně 30°.



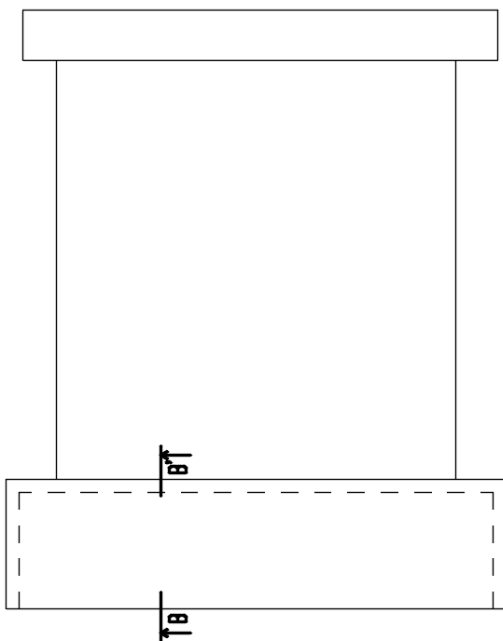
Obr. 48 Tvar a rozměry navržené kotvy

# PŮDORYS

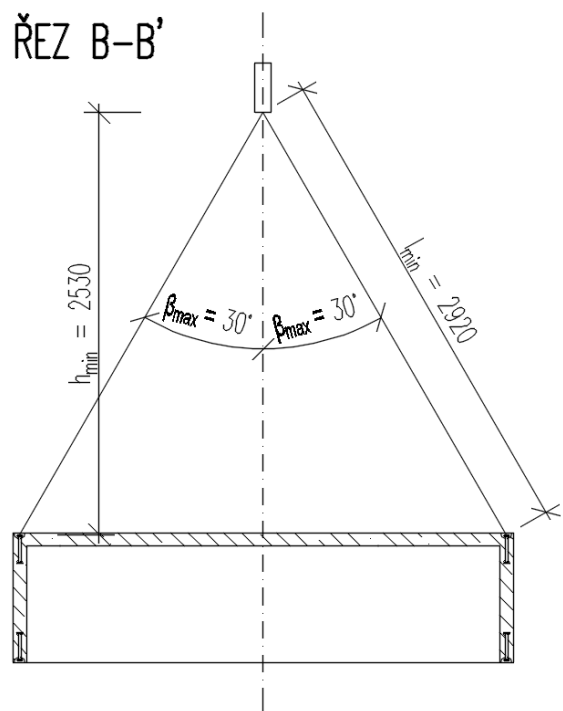


Obr. 49 Půdorys rozmístění manipulačních úchytů

## POHLED A-A'



## ŘEZ B-B'



Obr. 50 Pohled a řez rozmístění manipulačních úchytů

---

Výpočet je proveden pro přepravní úchyt s kulovou hlavou DEHA pro stěnové prvky, typ 6000-2.5-0170 s únosností jedné kotvy  $F_{Rd} = 24$  kN při zvedání prvku po odbednění. Vzhledem k použití vahadla je možné počítat s tím, že jsou zatíženy všechny 4 kotvy rovnoměrně.

Posouzení:

Tíha železobetonového prvku:

$$G_p = \rho_{\text{žB}} \cdot V_{\text{žB}} = 25 \cdot 1,374 = 34,35 \text{ kN} \quad (100)$$

Síla v kotvě při odbedňování:

$$F_{Ed} = \frac{(G_p + A_{adh} \cdot v_{adh}) \cdot \gamma_D \cdot \gamma_{man} \cdot \gamma_G}{n} = \quad (101)$$
$$= \frac{(34,35 + 9 \cdot 2) \cdot 1,3 \cdot 1,16 \cdot 1,1}{4} = 21,7 \text{ kN}$$

kde:  $A_{adh}$  je plocha bednění (půdorysná plocha prvku 9 m<sup>2</sup>),

$v_{adh}$  je přilnavost k bednění (uvažována hodnota 2 kN/m<sup>2</sup>),

$\gamma_D$  je dynamický součinitel (uvažována hodnota 1,30 dle [23]),

$\gamma_{man}$  je součinitel vrcholového úhlu závěsu (uvažována hodnota 1,16 dle [23])

$\gamma_G$  je součinitel nejistoty vlastní tíhy prvku (uvažována hodnota 1,10).

Podmínka únosnosti:

$$F_{Rd} \geq F_{Ed} \quad (102)$$

$$24 \geq 21,7 \text{ kN} \rightarrow \text{Vyhovuje} \quad (103)$$

Maximální úhel, který může být mezi zvedacím lanem a svislicí je 30°. Minimální výška závěsu je  $h_{\min} = 2530$  mm. Minimální délka lana je  $l_{\min} = 2920$  mm.

Nejnepříznivější namáhání, které bude způsobeno manipulací a zvedáním prvku, nastane při stáří betonu cca 3 dny při první manipulaci. Je nutné zjistit, zda při zatížení od

zvedání konstrukce nevznikají příliš vysoká tahová napětí v betonu, která by mohla vést k tvorbě trhlin.

Výpočet pevnosti betonu v tahu/tlaku mladšího, než 28 dní je proveden dle [1].

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (104)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\langle s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\rangle \quad (105)$$

$$f_{ctm}(t) = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10) \quad (106)$$

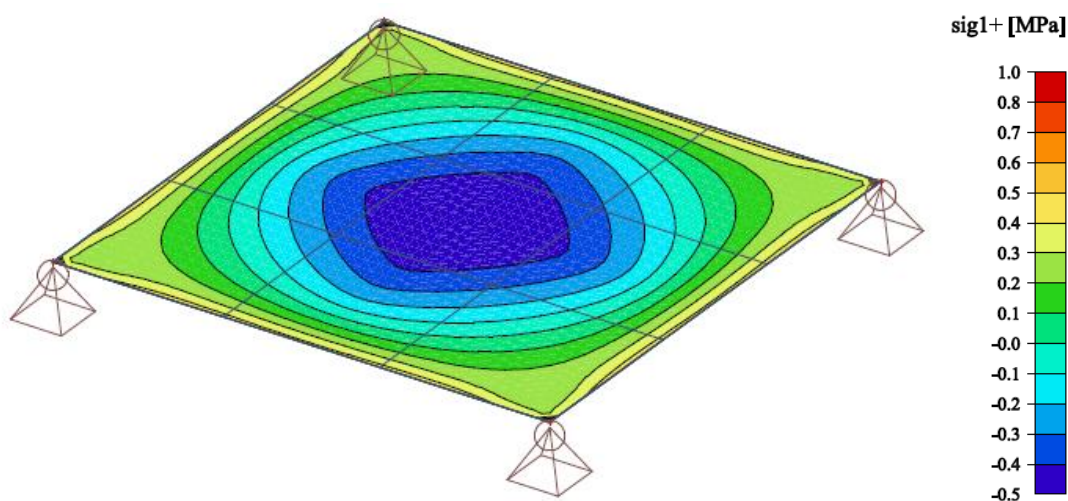
Konstrukce je navržena z betonu C 30/37 ( $f_{cm} = 38$  MPa) a cementu CEM 42,5 N (součinitel  $s = 0,25$ ). Konkrétní pevnosti betonu ve stáří 3 dnů po betonáži jsou poté následující:

$$\beta_{cc}(3) = \exp \left\langle 0,25 \left[ 1 - \left( \frac{28}{3} \right)^{1/2} \right] \right\rangle = 0,598 \quad (107)$$

$$f_{cm}(3) = 0,598 \cdot 38 = 22,733 \text{ MPa} \quad (108)$$

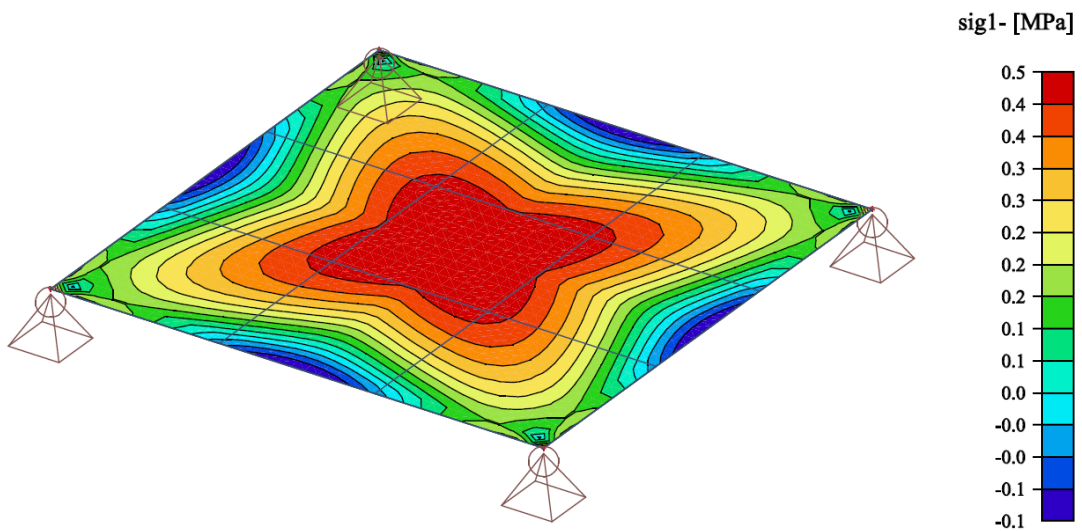
$$f_{ctm}(3) = 2,12 \ln(1 + 22,733/10) = 2,514 \text{ MPa} \quad (109)$$

Pro zvedání prvku byly uvažovány manipulační úchyty na nejméně příznivém místě – v rozích prvku. Konstrukce se bude betonovat otočená oproti jejímu finálnímu používání, z toho důvodu budou zvedací úchyty na horní straně desky i na spodní straně žeber. Napětí, která vznikají od zvedání, jsou znázorněna na následujících obrázcích.



Obr. 51 Hodnoty hlavních napětí  $\sigma_{1+}$  na horní straně desky





Obr. 52 Hodnoty hlavních napětí  $\sigma_1$  na spodní straně desky

Z obrázků je patrné, že maximální hodnota hlavního tahového napětí, která v desce na povrchu vzniká, je rovna  $\sigma_{1+} = 1,0$  MPa. Pevnost zvoleného betonu v tahu tři dny po betonáži je rovna hodnotě přibližně  $f_{ctm}(3) = 2,5$  MPa. Mezi těmito hodnotami je rezerva přibližně 1,5 MPa, která by měla zajistit, že ani důsledkem dynamického zatížení nedojde ke vzniku trhlin na desce prvku.

---

## 7. Doplnkové prvky

Tyto prvky musí zajistit komfortní a bezpečné používání plovoucího mola. V rámci této práce se autor těmito doplňkovými prvky nebude zabývat do detailů. Cílem bylo pouze poukázat na požadavky spojené s používáním plovoucího prvku a navrhnout jejich možná řešení. Při zpracování prováděcí dokumentace by bylo nutné návrhy podrobněji rozpracovat.

### 7.1.1. Konstrukce pro vyrovnání výškových rozdílů

V kapitole 4.1 bylo ukázáno, že podle Archimédova zákona závisí míra ponoru plovoucího tělesa na zatížení, které na konstrukci působí a na velikosti vzduchového vaku, který svou vztlakovou silou nadnáší betonový prvek. Geometrie prvku je již navržena, takže můžeme počítat s tím, že stálé zatížení působící na konstrukci a velikost vzduchového vaku jsou konstantní po celou dobu životnosti. To, co bude měnit rozdíl výšek plovoucí konstrukce a samotné náplavky, jsou proměnná zatížení zejména od osob a dále aktuální výška vodní hladiny. Kvůli tomuto rozdílu výšek nelze pro vyrovnání výškových rozdílů navrhnout konstrukci, která bude mít stále stejnou geometrii, ale bude zde muset být konstrukce, která dokáže na rozdíl výšek reagovat.

Je důležité si uvědomit, že jelikož je systém ponorných mol tvořen relativně malými prvky s nízkou hmotností, bude zde hrát významnou roli proměnné zatížení. Pokud budeme uvažovat jako proměnné zatížení 4 osoby na  $1 \text{ m}^2$  (každá osoba vážící 75 kg), tak je toto zatížení  $m_o = 2700 \text{ kg}$ . Hmotnost celé konstrukce je  $m_s = 4550 \text{ kg}$ . Poměr těchto zatížení je poté  $p = 2700/4550 = 0,59$ . Z toho vyplývá, že se ponor bude razantně měnit při změně působícího proměnného zatížení. Výška prvku nad hladinou, který není zatížen proměnným zatížením, je přibližně 0,63 m. Výška prvku nad hladinou, který je zatížen plným proměnným zatížením v charakteristické hodnotě, je přibližně 0,33 m. Rozdíl těchto výšek je tedy 0,3m.

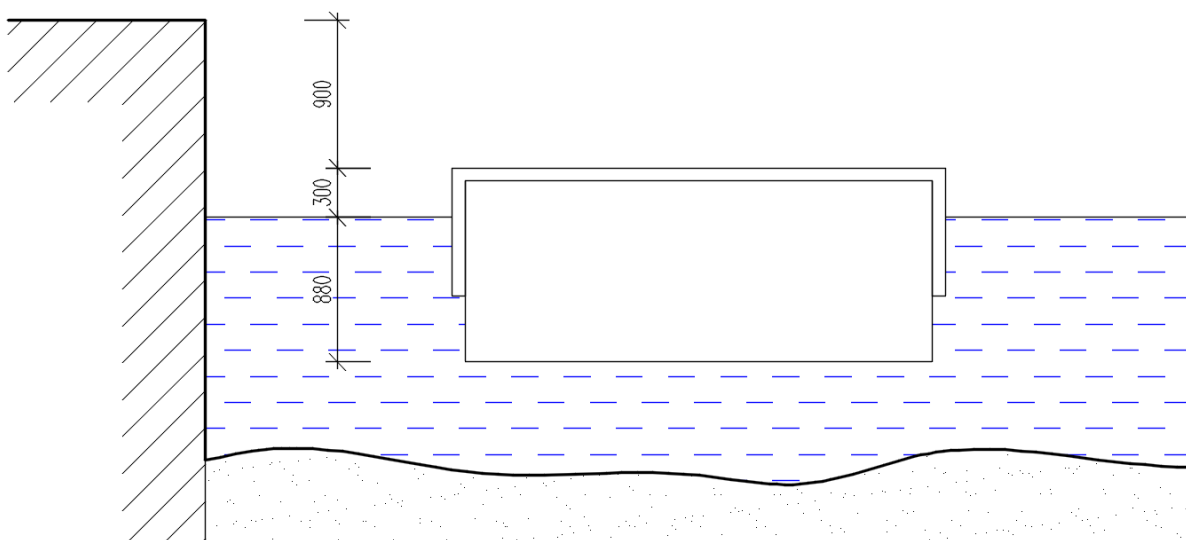
Výška vodní hladiny je v průběhu roku proměnná. Podrobná data z měřicí stanice Praha-Výtoň, která se nachází poblíž náplavky, nebyla dohledána a pro další fáze projektu by bylo nutné si je vyžádat od Českého hydrometeorologického úřadu (ČHMÚ). Orientačně však lze použít data dostupná pro měřicí stanici Praha-Chuchle (viz Příloha č. 2)

Průměrný roční stav hladiny na této stanici činí 74 cm. První stupeň povodňové aktivity (bdělost), při kterém dochází k vyklizení náplavek, je vyhlášen při stavu 128 cm. Lze tedy odhadnout, že výška bude v průběhu roku kolísat cca o 50 – 60 cm.

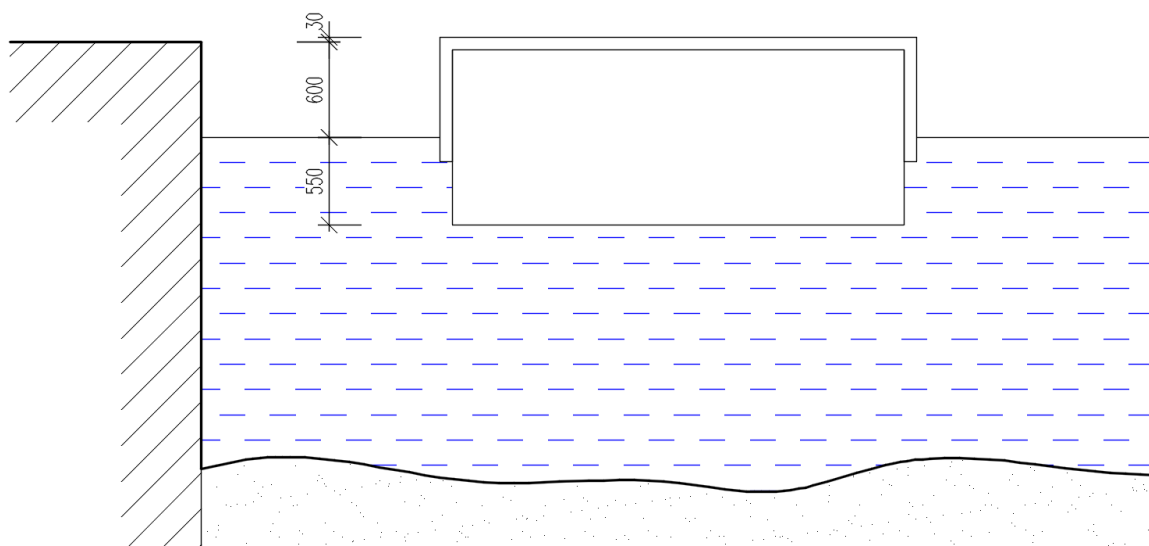
---

Hladina Vltavy ve Výtoni se za běžného stavu vody nachází cca 100 – 120 cm pod úrovní hrany náplavky.

Lze tedy odhadnout, že výškový rozdíl mezi úrovní náplavky a úrovní pochozí plochy ponorného mola se bude pohybovat přibližně mezi 0 a 855 mm (viz následující obrázek).



*Obr. 53 Maximální výškový rozdíl – minimální vodní stav a konstrukce zatížená plným proměnným zatížením*



*Obr. 54 Minimální výškový rozdíl – maximální vodní stav a konstrukce zatížená pouze stálým zatížením*

Pro tuto práci budou ukázány principiálně tři varianty konstrukce, která by tyto výškové rozdíly vyrovnala a umožnila by tak bezpečný pohyb osob mezi plovoucím prvkem a náplavkou. První varianta je celkem prosté řešení, které se u plovoucích konstrukcí používá nejčastěji. Jedná se o rovný prvek, který je kloubově uložen na obou stranách a je dostatečně dlouhý, aby umožňoval bezpečný průchod osob při svém maximálním natočení. Výhoda tohoto řešení je především

v jednoduchosti

provádění, ceně a

možnosti použití pro

bezbariérový přístup.

Nevýhodou však je to, že

plovoucí konstrukce

nemůže být v těsné

blízkosti nástupní

konstrukce, ale musí být

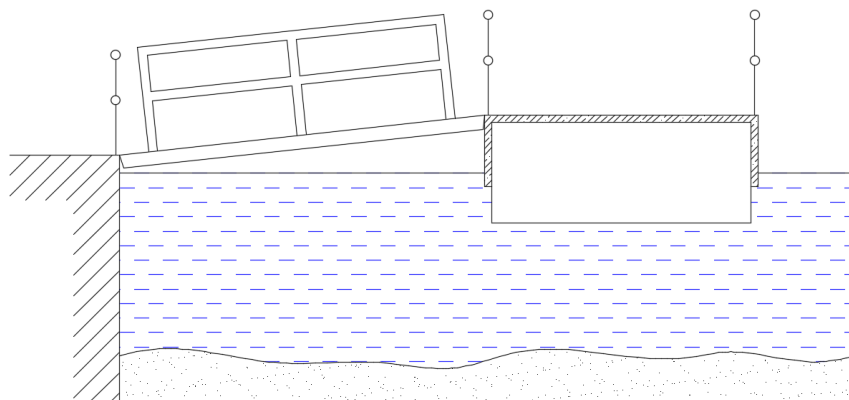
v poměrně dost velké vzdálenosti. Maximální sklon pro pěší (konstrukce delší než 3 m) je 1:12,

což je 8,3 %. Pro tento sklon lze dopočítat minimální délku vyrovnávací lávky, která má

hodnotu  $l_{min,1} = 10,8$  m. Pro bezbariérový přístup by rampa musela být ve sklonu maximálně

1:16, což je 6,25 %. Lávka pro bezbariérový přístup musí mít při tomto sklonu minimální délku

$l_{min,2} = 14,4$  m.



Obr. 55 Schéma vyrovnávací lávky

Druhou variantou je použití žebříků, jejichž stupně by měnily své natočení tak, aby zůstávaly ve vodorovné pozici i po natočení celého žebříku (změně rozdílu výšek spojených ploch). Toto řešení už není tak jednoduché a systém by se musel navrhnout ve spolupráci se strojními inženýry. Tímto způsobem můžeme oproti rampě zvětšit maximální sklon a zmenšit vzdálenost plovoucí konstrukce od nástupní hrany. Maximální sklon takového žebříku může být cca 55 %. Výhodou tohoto řešení je tedy zejména zmenšení vzdálenosti mezi plovoucím prvkem a nástupní hranou. Nevýhodou je větší složitost návrhu, cena, není možné bezbariérové řešení. Zároveň tato varianta není příliš pohodlná pro užívání.

Třetí varianta je spíše teoretická. Pokud bychom navrhli systém napouštění a vypouštění vzduchového vaku, mohli bychom podle potřeby měnit výšku, ve které prvek bude plavat. Vzduchový vak by se napouštěl a vypouštěl v závislosti na tom, jakou měrou by byl prvek zatížen a jak by se měnila výška vodní hladiny. Díky stálé výšce bychom mohli pro přístup použít například jednoduchou konstrukci schodiště. Výhodou je tedy stálá výška, ve které by

prvek byl. Nevýhodou je především složitost tohoto řešení. Každý vzduchový vak by musel být opatřen vypouštěcím ventilem a samostatným kompresorem pro doplňování/vyprazdňování vzduchového vaku.

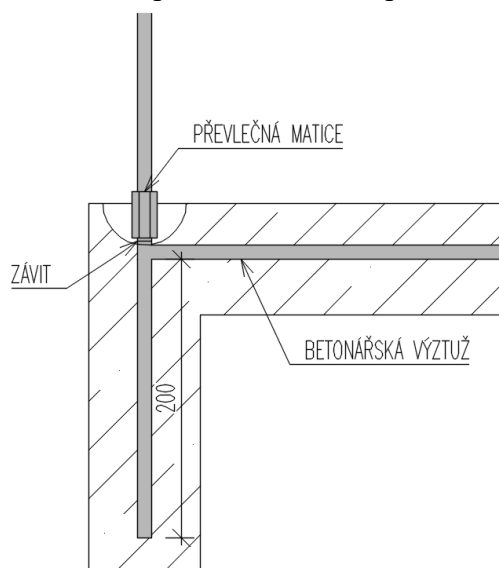
Celý návrh je proveden pro samostatný prvek, který plave na vodní hladině. Z modulových prvků se však budou nejčastěji tvořit liniové nebo plošné celky, kde mezi sebou budou prvky spolupůsobit. Výsledkem toho bude, že pokud nebude celý tento celek zatížen rovnoměrně, tak ponor prvků bude menší.

Náplavka má velmi proměnnou výšku vzhledem k vodní hladině. Pro podrobný návrh by se musely tyto konstrukce navrhovat na konkrétní místa. Je možné také použít kombinaci několika typů konstrukcí pro vyrovnání výškových rozdílů.

### 7.1.2. Zádržná bezpečnostní konstrukce

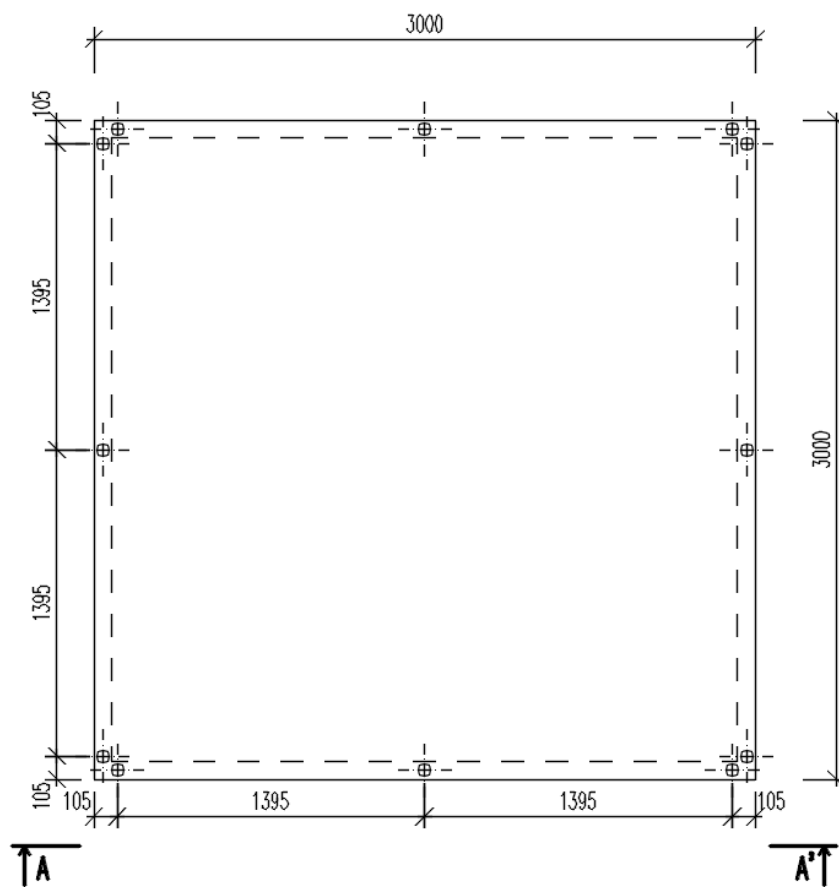
Zádržnou konstrukcí se myslí konstrukce zábradlí, která zamezí pádu osob přes okraj plovoucího prvku. Ze statického hlediska bude největším problémem zakotvení konstrukce tak, aby při vodorovném zatížení od osob nedošlo k jejímu vytržení z betonového prvku. Zábradlí musí být navrženo jako sklopné nebo demontovatelné, aby nedošlo k porušení při ponoření prvku pod vodní hladinu. Lokalita je také v ochranném pásmu památkové péče, což znamená, že bude kladen velký důraz na vzhled zábradlí. Konstrukce musí být navržena s ohledem na to, že bude používána také dětmi. Výška zábradlí je 1100 mm.

Zábradlí bude kovové s protikorozní úpravou. Vzhledem k tomu, že mají být prvky navrženy modulově, tak jsou navrženy otvory pro montáž zábradlí po všech stranách prvku. Do železobetonové konstrukce se zabetonuje prut tvaru L o průměru  $\varnothing 10$  mm, s navařeným závitem na jeho konci viz Obr. 56. Tyto pruty jsou navrženy ve vzdálenostech cca 1,5 m na každé straně desky, viz Obr. 57. V otvoru pro montáž bude závit o délce cca 20 mm. K tomuto závitu bude možno připojit samotnou konstrukci zábradlí pomocí převlečné matice, kterou se propojí zábradlí s plovoucím prvkem. Na stranách, kde zábradlí nebude potřeba, se otvory opatří zátkou, podobně jako je tomu u manipulačních úchytů.



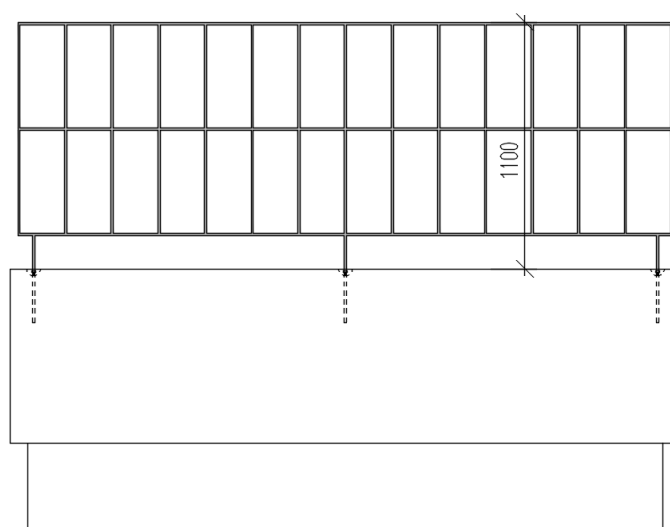
Obr. 56 Detail ukotvení zábradlí

# PŮDORYS



Obr. 57 Schéma rozmístění úchytů pro konstrukci zábradlí

# POHLED A-A'



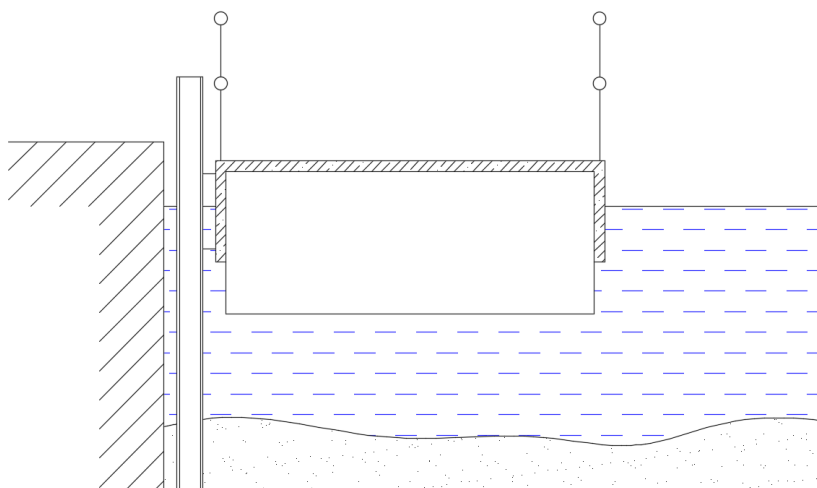
Obr. 58 Řez úchyty pro stabilizaci zábradlí

### 7.1.3. Systém pro zabránění odplavání konstrukce

Na plovoucí prvek budou působit také síly vyvolané proudy vody. Tyto síly by bez zajištění plovoucího prvku vedly k odplavání celého mola. Je tedy potřeba navrhnout takovou konstrukci, která by odplavání zabránila. Zároveň bude tato konstrukce pomáhat při vypouštění vzduchového vaku a ponoření celého prvku na dno, neboť zajistí jeho plynulé klesnutí. Tato konstrukce musí také dovolit posuny ve svislém směru, zejména při změně hloubky ponoru nebo výšky hladiny.

Pro tuto práci budou ukázány dvě varianty řešení, které mají své výhody a nevýhody. První variantou je použití stávajících uvažovacích prvků (pacholat), které se na konstrukci náplavky nachází. V tomto případě by však byl dovolen pouze omezený posun ve svislém směru, takže by se konstrukce při větší změně výšky hladiny musela převazovat. Proto není tato varianta ideální.

Druhou variantou je instalace samostatné kotvící konstrukce. Tato konstrukce by byla tvořena ocelovým válcovaným profilem, který by sloužil jako „kolejnice“, která by umožňovala posun celého prvku ve svislém směru, ale zamezila by jeho odplavání viz Obr. 59.



Obr. 59 Schéma zádržné konstrukce

Válcovaný profil se

zabuduje do dna řeky a prvek se k profilu připojí pomocí speciálních kotev, které umožní posun ve svislém směru.

### 7.1.4. Systém pro zvýšení odolnosti prvku vůči agresivitě prostředí

Prvek se bude nacházet v prostředí, kde je zvýšená agresivita. Bude trvale vystaven vlhkosti, v zimním období budou na konstrukci působit účinky mrazu, bude moci přijít do kontaktu i s provozními kapalinami uniklými z lodí nebo chemikáliemi vypuštěnými do řeky z průmyslových provozů. Pro zvýšení odolnosti prvku vůči těmto nepříznivým podmínkám stojí za zvážení opatřit jej povrchovou úpravou, která zmírní dopad nepříznivých vlivů.

---

Povrchová úprava bude fungovat jako hydrofobní impregnace na bázi silanu. V této práci budou porovnány dva produkty ze sortimentu společnosti Sika. Oba tyto prvky mají své výhody a nevýhody, které se autor pokusí shrnout.

Prvním produktem je Sikagard®-700 S [24], což je jednokomponentní vodoodpudivá impregnace pro savé cementové podklady, výborně proniká do otevřených pórů podkladu, což zajišťuje dlouhodobou odolnost vůči vodě. Používá se jako vodoodpudivá bezbarvá ochrana povrchu pro ošetření nasákavých materiálů jako jsou beton, vláknocement, omítky, prefabrikáty, cihelné zdivo (hliněné a vápenné cihly, neglazované cihly), přírodní kámen atd. Celkově má pozitivní dopad na konstrukci, zejména snižuje kapilární nasákavost, snižuje tvorbu výkvětů a nemá vliv na propustnost vodních par. Produkt se dodává v balení 20 l a cena je 3 434 Kč bez DPH. Spotřeba je při nanášení dvou vrstev 0,30 – 0,45 l/m<sup>2</sup>. Celková povrchová plocha prvku je 27, 246 m<sup>2</sup>, takže pokud bychom impregnaci aplikovali na celý prvek, tak by bylo potřeba přibližně 10,9 l, což odpovídá přibližně 0,54 ks. Celková cena vychází 1 871 Kč bez DPH pro jeden prvek.

Druhým produktem je Sikagard®-705 L [25], což je jednokomponentní, nízkoviskózní nátěr bez obsahu rozpouštědel, impregnace na beton a cementové podklady, na bázi silanu s obsahem 99 % aktivních složek. Používá se jako vodoodpudivá impregnace na nasákavé podklady jako je beton ve stavebnictví nebo pro betonové konstrukce s vysokou odolností vůči mrazu a rozmrazovacím solím atd. Také má pozitivní dopad na konstrukci, hlavně se jedná o snížení kapilární nasákavosti pro vodu, chrání před deštěm hnaným větrem, snižuje absorpci agresivních nebo škodlivých látek rozpuštěných ve vodě, neovlivňuje propustnost vodních par a zvyšuje odolnost betonu proti mrazu a rozmrazovacím solím. Tento produkt se dodává v balení 20 kg a cena je 16 180 Kč bez DPH. Spotřeba je při nanášení dvou vrstev 0,15 kg/m<sup>2</sup>. Celková povrchová plocha prvku je 27,246 m<sup>2</sup>, takže pokud bychom impregnaci aplikovali na celý prvek, tak by bylo potřeba přibližně 4,09 kg, což odpovídá přibližně 0,2 ks. Celková cena vychází 3 306 Kč bez DPH pro jeden prvek.

Tyto dva produkty mají své výhody i nevýhody. U prvního produktu je o téměř polovinu nižší cena, ale pro navrhovaný prvek není zcela vhodný, i když by zvýšil výslednou odolnost prvku. Druhý produkt je pro navrhovanou konstrukci mnohem vhodnější, ale musí se u něho počítat s vyšší cenou. Po konzultaci s odborníkem ze společnosti Sika bylo zjištěno, že druhý produkt Sikagard® -705 L je nejkvalitnější produkt z celého sortimentu hydrofobních impregnačních společností. Jeho použití není běžné hlavně kvůli vyšší ceně, a proto není běžně k dostání na standardních prodejních. Při návrhu impregnace by bylo nutné zvážit také životnost



---

jednotlivých materiálů, jelikož by bylo nutné nátěry v pravidelných intervalech obnovovat. Produkt Sikagard®-705 L má vyšší životnost, než první produkt Sikagard®-700 S, údajně až 5 let.

---

## 8. Závěr

V této práci bylo dokázáno, že myšlenka ponorného plovoucího mola ze železobetonu je reálná a je možné prvek navrhnout. Zároveň se ukázalo, že u takové konstrukce je více problémů, než by se na první pohled mohlo zdát.

Nelze s jistotou říci, jestli je pro takovou konstrukci lepší vláknobeton běžné pevnosti nebo UHPC. Při použití vláknobetonu je nutné dodržovat krycí vrstvu výztuže, čímž se zvýší tloušťka celé konstrukce. Na druhou stranu tím, že je konstrukce masivnější, lépe snáší lokální namáhání např. u spojovacího prvku. Prvek z UHPC může být subtilnější, čímž se zmenší jeho hmotnost a není potřeba tak velký vzduchový vak. Naproti tomu poměr mezi stálým a proměnným zatížením by byl ještě vyšší, tudíž by byly i větší rozdíly ponoru u prvku zatíženého pouze vlastní vahou a prvku zatíženého plný proměnným zatížením. Lehčí prvek by byl také méně stabilní na vodní hladině. Důležité by bylo ekonomické zhodnocení jednotlivých variant, které však nebylo předmětem této práce.

Z hlediska spojování plovoucích prvků také není jednoznačné, zda je výhodnější spojení kloubové nebo pevné. S kloubovým spojem odpadá sice napětí ve výztužných žebrech od nerovnoměrného zatížení nebo rozvlněné hladiny, konstrukce je ale namáhána cyklickým zatížením a je méně stabilní. Pevný spoj je konstrukčně náročnější, ale z hlediska stability je tento spoj velmi výhodný, jelikož všechny spojené prvky spolupůsobí.

Největším přínosem této práce je prokázání technické realizovatelnosti architektonického záměru betonových ponorných mol a nalezení problematických aspektů při jejich návrhu. Práce však není finální projektovou dokumentací. Pokud se tento projekt bude realizovat, bude potřeba zapojit specialisty z různých oborů, zejména hydrotechniky, strojní inženýry a odborníky na návrh gumových vzduchových vaků.

---

## 9. Literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. ČNI, Praha 2006.
- [2] PROCHÁZKA, Jaroslav, KOHOUTKOVÁ, Alena, VAŠKOVÁ, Jitka: *Příklady navrhování betonových konstrukcí 1*. Česká technika – nakladatelství ČVUT, Praha 2007.
- [3] KOLÁŘ, Václav, PATOČKA, Cyril, BÉM, Jiří: *Hydraulika*. SNTL – Nakladatelství technické literatury, Praha 1983.
- [4] KOEKOEK, Maarten: Master Thesis. *Connecting Modular Floating Structures, A General Survey and Structural Design of a Modular Pavilion*. 2010. University of Technology, Faculty Civil Engineering, Delft.  
Diplomová práce. Dostupný z webu:  
<https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid:33b59201-1718-4dda-98f8-ee16d5b7c023/datastream/>
- [5] PYTLÍK, Petr: *Technologie betonu*. Vysoké učení technické v Brně – nakladatelství VUTIUM, Brno 2000.
- [6] AFGC/SETRA. *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Recommendations*. CEDEX, Paříž 2013.
- [7] FEHLING, Ekkehard: *Design guideline for UHPFRC, version 3.0. Report made for TBG Metrostav, Czech Republic*. Universität Kassel, 2011.
- [8] *Incradifloat modular pontoons* [online]. [cit. 2017-04-25]. Dostupný z webu:  
<http://www.incradifloat.com/>
- [9] Vyhláška č. 334/2015 Sb. *Vyhláška o vedení rejstříku malých plavidel a technické způsobilosti malých plavidel, převozních lodí a plovoucích zařízení k provozu na vodních cestách*. Ministerstvo dopravy, Praha 2015  
Dostupný z webu: <https://www.zakonyprolidi.cz/cs/2015-334>
- [10] FABEL, Jakub, BERÁNEK, Ondřej: *Architektonická studie zpracovaná firmou C&Com Advertising. Cyklostezka*.
- [11] VODIČKA, Jan, VESELÝ, Vladimír, BROUKALOVÁ, Iva, LOREK, Karel: časopis *BETON TKS, Plovoucí ostrůvek*. Praha, 2010, 10(2), 22-25. ISSN 1213-3116.

- 
- [12] www.ebeton.cz, *Polymerová vlákna do betonu, Vláknobeton, Drátkobeton* [online]. [cit. 2017-05-18]. Dostupný z webu: <http://www.ebeton.cz/pojmy/>
- [13] www.amusingplanet.com, *Floating Village of Kompong Phluk And Reversing Mekong River of Cambodia* [online]. [cit. 2017-05-19]. Dostupný z webu: <http://www.amusingplanet.com/2011/06/floating-village-of-kompong-phluk-and.html>
- [14] www.wikipedia.org, *Uru people* [online]. [cit. 2017-05-19]. Dostupný z webu: [https://en.wikipedia.org/wiki/Uru\\_people](https://en.wikipedia.org/wiki/Uru_people)
- [15] www.wikipedia.org, *Houseboat* [online]. [cit. 2017-05-19]. Dostupný z webu: <https://en.wikipedia.org/wiki/Houseboat>
- [16] www.emefej.cz, *Betonové lodě, netradiční využití betonu* [online]. [cit. 2017-05-20]. Dostupný z webu: <http://www.emefej.cz/betonove-lode-netradicni-vyuziti-betonu/>
- [17] www.concreteships.org, *S. S. Selma* [online]. [cit. 2017-05-20]. Dostupný z webu: <http://www.concreteships.org/ships/ww1/selma/>
- [18] www.zapisnik.fortif.net, *Atlantický val v Normandii – britský sektor* [online]. [cit. 2017-05-21]. Dostupný z webu: <http://zapisnik.fortif.net/atlanticky-val-v-normandii-britsky-sektor/>
- [19] www.d-dayrevisited.co.uk, *Mulberry harbour* [online]. [cit. 2017-05-21]. Dostupný z webu: <http://d-dayrevisited.co.uk/d-day/mulberry-harbour.html>
- [20] www.wsdot.wa.gov, *SR 520 - Floating Bridge Facts* [online]. [cit. 2017-05-21]. Dostupný z webu: <https://www.wsdot.wa.gov/Projects/SR520Bridge/About/BridgeFacts.htm>
- [21] www.popularmechanics.com, *How to Build the World's Longest Floating Bridge* [online]. [cit. 2017-05-21]. Dostupný z webu: <http://www.popularmechanics.com/technology/infrastructure/g666/how-to-build-the-worlds-longest-floating-bridge/>
- [22] www.rigzone.com, *How Does a Tension Leg Platform (TLP) Work?* [online]. [cit. 2017-05-21]. Dostupný z webu: [http://www.rigzone.com/training/insight.asp?insight\\_id=305](http://www.rigzone.com/training/insight.asp?insight_id=305)

- 
- [23] Katalog HALFEN. *DEHA systém úchytů s kulovou hlavou – Informace o výrobku.* HALFEN – DEHA, Praha 2017  
Dostupný z webu:  
[http://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/liftingsystems/KKT\\_16.2.pdf](http://downloads.halfen.com/catalogues/de/media/catalogues/liftingsystems/KKT_16.2.pdf)
- [24] Technický list SIKA. *Sikagard®-700 S.* SIKA CZ, Brno 2016  
Dostupný z webu:  
[http://cze.sika.com/cs/produkty\\_a\\_reseni/stavebnictvi/02a002/02a002sa03/sanace%20betonu.html](http://cze.sika.com/cs/produkty_a_reseni/stavebnictvi/02a002/02a002sa03/sanace%20betonu.html)
- [25] Technický list SIKA. *Sikagard®-705 L.* SIKA CZ, Brno 2014  
Dostupný z webu:  
[http://cze.sika.com/cs/produkty\\_a\\_reseni/stavebnictvi/02a002/02a002sa03/sanace%20betonu.html](http://cze.sika.com/cs/produkty_a_reseni/stavebnictvi/02a002/02a002sa03/sanace%20betonu.html)
- [26] VÍTEK, Jan, COUFAL, Robert: *Přednášky z předmětu 133YBVS – Speciální betony, téma UHPC.*
- [27] BÍLÝ, Petr: *Zadání pevnostních parametrů UHPC pro zpracování domácí úlohy z předmětu 133YVHB – Vysokohodnotné betony* [online]. [cit. 2017-05-24]  
Dostupný z webu:  
[http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YVHB/YVHB\\_material.xlsx](http://people.fsv.cvut.cz/www/bilypet1/vyuka/YVHB/YVHB_material.xlsx)
- [28] [www.hydro.chmi.cz](http://www.hydro.chmi.cz): *Evidenční list ze stanice Praha-Chuchle* [online]. [cit. 2017-05-24]  
Dostupný z webu:  
[http://hydro.chmi.cz/hpps/hpps\\_prfbk\\_detail.php?seq=307225](http://hydro.chmi.cz/hpps/hpps_prfbk_detail.php?seq=307225)

## Příloha č. 1 – Tabulka vlastností použité směsi UHPC

<b>Složení</b>		<b>Zdroj dat</b>
Cement CEM I 42,5 R	793 kg/m <sup>3</sup>	
Mikrosilika	93 kg/m <sup>3</sup>	
Voda	154 kg/m <sup>3</sup>	
Kamenivo 0 - 1	560 kg/m <sup>3</sup>	<i>Reálná receptura</i>
Kamenivo 1 - 2	1 027 kg/m <sup>3</sup>	
Superplastifikátor	28 kg/m <sup>3</sup>	
Drátky	149 kg/m <sup>3</sup>	
<b>Parametry drátků</b>		
	210	
Youngův modul pružnosti $E_f$	000 MPa	
Pevnost v tahu $f_f$	2 000 MPa	
Délka drátku $l_f$	12 mm	<i>Reálné parametry použitých drátků</i>
Průměr drátku $d_f$	0,15 mm	
Objemový stupeň vyztužení drátky $\rho_f$	0,019 -	
Hladké drátky bez koncové úpravy		
<b>Materiálové charakteristiky UHPFRC</b>		
Objemová hmotnost materiálu	2805 kg/m <sup>3</sup>	<i>Experimentálně stanoveno</i>
Charakteristická pevnost v tlaku ve stáří 28 dnů $f_{ck}$	161 MPa	<i>Experimentálně stanoveno</i>
Střední hodnota tahové pevnosti prostého betonu $f_{ctm}$	6,1 MPa	<i>Dopočteno</i>
Dolní kvantil tahové pevnosti prostého betonu $f_{ctk,0.05}$	4,3 MPa	<i>Dopočteno</i>
Střední hodnota pevnosti vláknobetonu v tahu za ohybu $f_{ctfm}$	15,7 MPa	<i>Experimentálně stanoveno</i>
Reziduální pevnost vláknobetonu stanovená zkouškou $f_{cf0k}^{test}$	9,2 MPa	<i>Dopočteno</i>
Reziduální napětí ve vláknobetonu při šířce trhliny 1,5 mm $f_{Ftuk}$	6,7 MPa	<i>Převzato z literatury pro podobnou recepturu</i>
Střední hodnota modulu pružnosti $E_{cm}$	50 000 MPa	<i>Převzato z literatury pro podobnou recepturu</i>
Návrhové mezní přetvoření betonu v tlaku $\varepsilon_{c2u}$	0,0030 -	<i>Převzato z literatury pro podobnou recepturu</i>
Návrhové přetvoření betonu na mezi pevnosti v tlaku $\varepsilon_{c2}$	0,0021 -	<i>Dopočteno</i>

---

**Hodnoty součinitele dotvarování** $\varphi(\infty, t_0)$ Čas při prvním zatížení  $t_0 = 1$  den 1,27 -Čas při prvním zatížení  $t_0 = 4$  dny 0,80 -Čas při prvním zatížení  $t_0 = 7$  dní 0,57 -Čas při prvním zatížení  $t_0 = 28$  dní 0,50 -*Mezilehlé hodnoty lze interpolovat**Převzato z literatury pro podobnou recepturu***Hodnota celkového smrštění**Celkové smrštění  $\varepsilon_{cs}$  0,0007 -*Převzato z literatury pro podobnou recepturu***Parametry betonářské výztuže**Youngův modul pružnosti  $E_s$  210 GPa*Výztuž B500B*Mez kluzu  $f_{yk}$  500 MPa

Tyto údaje byly získány z [27].

