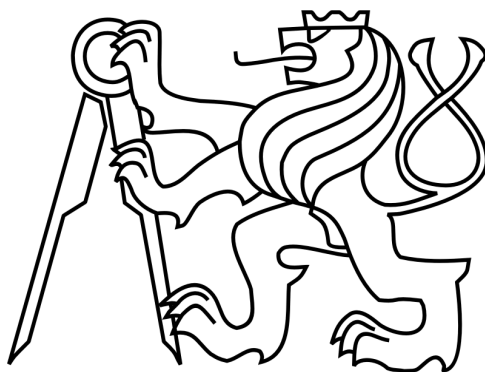


České vysoké učení technické

v Praze

Fakulta stavební

Katedra mechaniky



Bakalářská práce



ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Zakouřil Jméno: Vít Osobní číslo: 410865

Zadávací katedra: Katedra mechaniky (K 132)

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce pozemních staveb

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Konstrukční řešení obytného plovoucího domu

Název bakalářské práce anglicky: Structural design of the dwelling floating house

Pokyny pro vypracování:

- 1) Vypracujte rešerši současných způsobů technického řešení.
- 2) Navrhněte a zdokumentujte řešený objekt a jeho konstrukční řešení vrchní stavby.
- 3) Navrhněte optimální řešení pontonu spodní stavby.
- 4) Proveďte statické posouzení základní stability a vybraných konstrukčních prvků.
- 5) Zpracujte návrh vybraných technických detailů.

Seznam doporučené literatury:


Odpovídající technické normy, zákony, vyhlášky a další související předpisy.

Technické listy výrobců pontonů.

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. arch., Ing. František Denk, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 01.03.2016

Termín odevzdání bakalářské práce: 22.05.2016


Podpis vedoucího práce


Podpis vedoucího katedry

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 nutné 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“.

1.3.2016

Datum převzetí zadání


Podpis studenta(ky)

Prohlašuji, že jsem tuto bakalářskou práci vypracoval samostatně, pouze za odborného vedení vedoucího Ing. arch., Ing. Františka Denka, Ph.D.

Dále prohlašuji, že veškeré podklady, ze kterých jsem čerpal, jsou uvedeny v seznamu použité literatury.

.....

podpis

Poděkování

Děkuji vedoucímu své bakalářské práce panu Ing. arch. et Ing. Františku Denkovi, Ph.D. za poskytnutí potřebné literatury, věnovaný čas a veškerou pomoc při zpracovávání této bakalářské práce. Dále děkuji Timu Uralovi, který mi poskytl cenné informace o výrobcích firmy Marinetek. V neposlední řadě děkuji také mým rodičům a blízkým za podporu a zázemí při psaní této práce.

Konstrukční řešení obytného plovacího domu

Structural design of the dwelling floating house

Abstrakt

Bakalářská práce se zabývá stavebně konstrukčním návrhem a statickým posouzením dvoupodlažního obytného domu uloženého na plovoucích pontonech. V rámci návrhu je stanovena základní koncepce konstrukčního systému vrchní stavby z CLT panelů. Zároveň je zpracována rešerše možných konstrukčně materiálových variant pro spodní stavbu, z nichž je vybráno nejvhodnější řešení spřažených velkorozměrových betonových pontonových bloků. Polohová stabilizace celého objektu je zajištěna pružným kotvením k blokům umístěným na dně. Analýza vnitřních sil, napětí a deformací byla provedena na prostorovém modelu vytvořeném v numerickém prostředí SCIA Engineer 15.3 v kombinaci s kontrolními ručními výpočty. Posouzení vybraných nejvíce namáhaných průřezů je provedeno v souladu s metodikami platných Eurokódů. Součástí analýzy je rovněž posouzení celkové stability objektu na vodní hladině simulované prostřednictvím uložení na pružném podkladě. Porovnání hodnot mezního náklonu bylo provedeno s platnou legislativou a technickými normami. Součástí práce je odpovídající graficky zpracovaná technická dokumentace a detailní řešení vybraných konstrukčních prvků.

Klíčová slova

plovoucí dům, dřevostavba, CLT panel, ponton, stabilita na vodě

Abstract

The Bachelor thesis deals with the structural design and the static assessment of two storey dwelling house established on floating pontoons. In the frame of the project is determined the basic conception of the structural system of the upper structure from the CLT panels. For the lower structure is according to the research of the possible constructional material variants selected the most suitable solution of the coupled large-dimensioned concrete pontoon blocks. Positional stability of the whole structure is secured by flexible anchoring to the blocks placed on the bottom. The analysis of internal forces, tension and deformations were performed on the spatial model created in numerical environment SCIA Engineer 15.3 in combination with verifying manual calculations. Assessment of selected most stressed cross-sections was done consistent with methods of valid Eurocodes. The part of the study was also the assessment of overall stability on the water surface simulated by the imposition on a flexible basis. Comparing of the marginal inclination was conducted with valid legislation and technical standards. The part of the work is graphically technical documentation and detailed solutions of selected structural elements.

Key words

floating house, timber structure, CLT panel, pontoon, stability on water

Obsah

1. Úvod	9
2. Architektonické řešení	11
3. Popis konstrukce	14
4. Použité konstrukční prvky	17
4.1. CLT Panely	17
4.1.1. Rozměry.....	18
4.1.2. Označení	18
4.2. Ponton.....	19
4.2.1. Betonové pontony	20
4.2.2. Ocelové pontony	21
4.2.3. Plastové pontony	22
4.3. Kotvení	22
5. Archimedův zákon	24
6. Zatížení vrchní stavby	25
6.1. Stálé zatížení	25
6.2. Proměnné zatížení	25
6.2.1. Užité zatížení.....	26
6.2.2. Zatížení sněhem	26
6.2.3. Zatížení větrem	26
6.3. Zatěžovací stavy	29
6.4. Kombinace	30
6.4.1. Kombinace pro posouzení stability na vodě.....	30
7. Výpočetní model	32
8. Posouzení vybraných prvků vrchní stavby	34
8.1. Stropní panel (S1).....	34
8.1.1. Posouzení stropního panelu	34
8.2. Šroub nesoucí podlahu.....	36
8.2.1. Zatížení jednoho stropního panelu	37
8.2.2. Výběr šroubu.....	37
8.2.3. Návrh počtu šroubů pro jeden stropní panel	38
8.3. Nosník (N1) nesoucí podlahu	39
8.3.1. Zatížení nosníku	39
8.3.2. Posouzení nosníku.....	39

8.4. Ukotvení nosníku (N1) nesoucího podlahu	40
8.4.1. Posouzení spoje.....	41
8.5. Plnostěnný vazník (W2)	41
8.5.1. Zatížení vazníku na jeden metr běžný	42
8.5.2. Posouzení vazníku.....	42
8.6. Sloup (C1).....	44
8.6.1. Posouzení sloupu.....	44
9. Ověření výstupů z numerického modelu	46
10. Navržení a posouzení pontonu (P1)	47
10.1. Stabilita konstrukce na vodě	47
10.1.1. Požadavek na přiměřenou stabilitu	47
10.2. Zkušební model.....	48
10.2.1. Zvolené parametry.....	48
10.2.2. Předpoklad modelu.....	48
10.2.3. Model v programu SCIA Engineer 15.3.....	48
10.2.4. Zhodnocení modelu.....	50
10.3. Rozměr pontonu (P1)	50
10.4. Posouzení rovnováhy nezátížené konstrukce.....	51
10.5. Posouzení maximálního náklonu	52
10.6. Posouzení maximálního ponoru.....	53
11. Závěr	58

1. Úvod

Lidstvo je od pradávna přitahováno vodou. Původní osady, vesnice a města vznikala na březích řek, jezer, či moří. Je to nepochybně zapříčiněno nezbytnou potřebou vody k životu. U vody se rovněž pohybuje zvíř, která byla člověkem lovena, voda poskytuje potřebnou vláhu pro pěstování rostlin a je nenahraditelnou surovinou k výrobě mnoha pokrmů. Postupem času se lidé vodu naučili využívat i jako zdroj energie.

Výstavba sídel v blízkosti vodních toků a ploch však skýtá i určité úskalí, jako jsou například povodně. Ochrana proti nim spočívá nejčastěji realizací různých typů hrází, nebo stavěním obydlí ve výše položených lokalitách. Další problém může nastat z důvodu přítomnosti podzemní vody, která se obvykle v okolí toků a jezer nachází relativně vysoko, což má za následek znesnadnění založení stavby. V údolních nivách rovněž může být vlivem sedimentace neúnosné geologické podloží.

Jedním z možných řešení těchto problémů je stavba, která na vodě plove. Například před několika sty lety tento způsob bydlení začal provozovat indiánský kmen Urů, který si vystavěl na jezeře Titicaca (Peru, Bolívie) celé vesnice (viz Obr. 1). Důvodem pro zvolení tohoto způsobu života byla touha po nezávislosti a bezpečí, které jim okolní voda přinášela. Jejich obydlí plovou na 1 metr tlusté vrstvě rákosu, která se musí neustále doplňovat z důvodu uhnívání spodních vrstev. Obnovovány až několikrát ročně musí být také silná lana, kterými jsou ostrůvky ukotveny ke dnu jezera, aby vlivem větru neodplouvaly.

Projektování stavby plovoucí na vodě má bezesporu mnoho netradičních problémů, které musí být vyřešeny. Ovšem přináší i spoustu výhod, jakými jsou pohoda a klid v příjemném prostředí, které bezesporu místo u vody poskytuje. Další, z dnes poměrně žádaných výhod, může být ušetření nemalých počátečních nákladů na koupi pozemku, včetně jeho vynětí ze zemědělského půdního fondu a tak se může stát realizace takového projektu ideálním řešením.

Cílem této práce je zpracování konkrétního projektu proveditelného konstrukčního řešení dvoupodlažního obytného domu uloženého na plovoucích pontonech.

Závěr práce zahrnuje zhodnocení zvoleného technického řešení plovoucí stavby a popis možných změn, úprav či jiných doporučení.



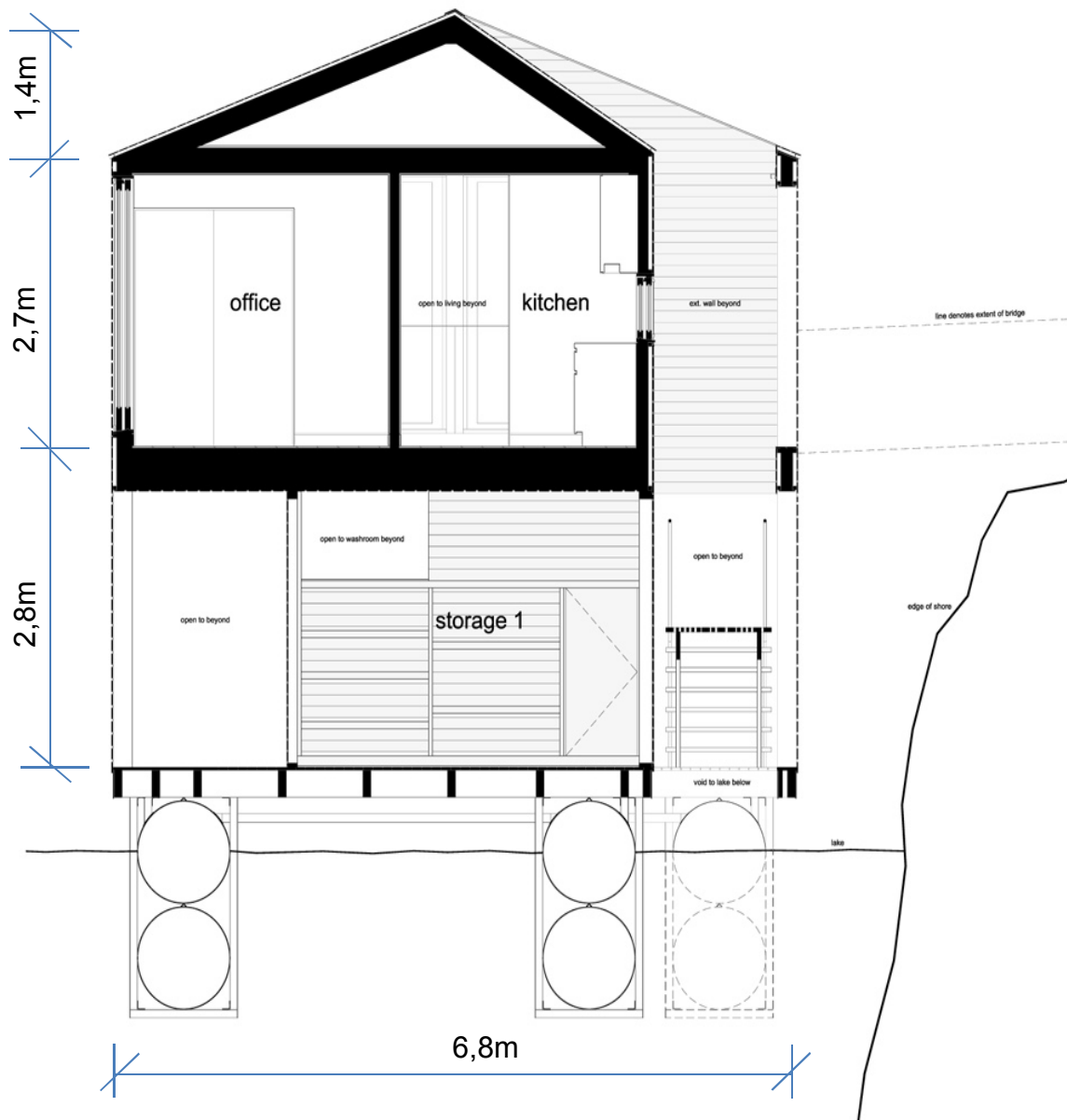
Obr. 1 Ukázka rákosového ostrůvku na jezeře Titicaca [1]

2. Architektonické řešení

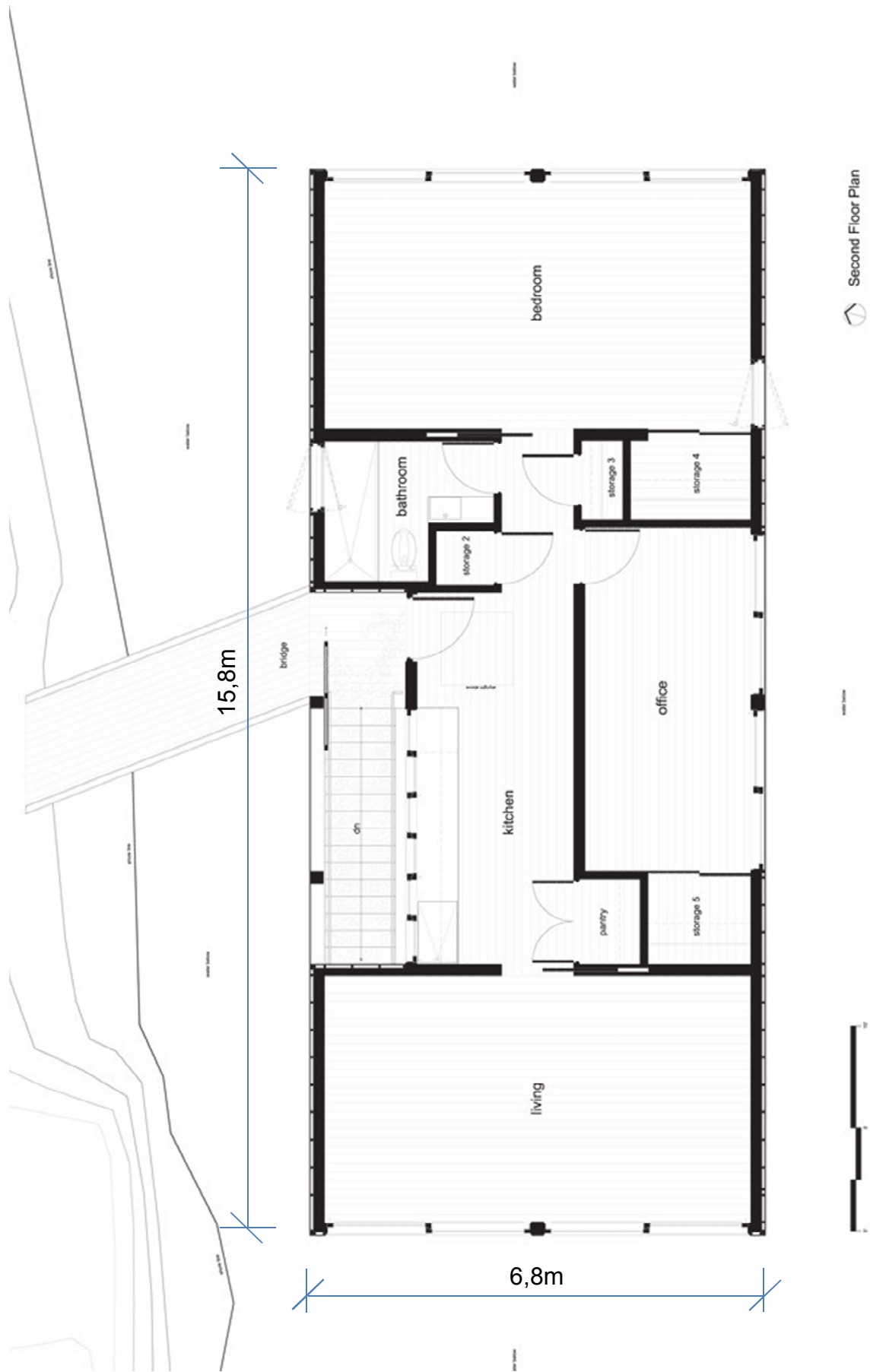
Předlohou pro zpracování projektu v této bakalářské práci bylo použito architektonické řešení konkrétního, již zrealizovaného plovoucího objektu [2].

Jedná se o dřevostavbu nacházející se na břehu jednoho z ostrovů na jezeře Huron v Kanadě. K dispozici byly fotografie (viz Obr. 4) a architektonické výkresy (viz Obr. 2 a Obr. 3), z nichž se převzaly základní rozměry a celková koncepce řešení objektu.

Z výkresů lze vyčíst, že objekt je uložen na ocelových pontonech ve tvaru válců vyplněných vzduchem, ovšem pro řešení projektu v této práci bylo zvoleno navržení pontonů betonových.



Obr. 2 Předloha – Řez [2]



Second Floor Plan

Obr. 3 Předloha – Půdorys 2NP [2]



Obr. 4 Zrealizovaný plovoucí dům na jezeře Huron v Kanadě [2]

3. Popis konstrukce

Jedná se o dvoupodlažní dřevěný obytný dům plovoucí na vodní hladině díky betonovým pontonům, které jsou z důvodu stability ukotveny ocelovými lany s pružinami ke dnu. Půdorys stavby má tvar obdélníku o rozměrech 15,8 m x 6,8 m a je umístěn podélně u břehu vodní nádrže. Má sedlovou střechu o sklonu 23° a výška hřebene od hladiny je přibližně 6,8 m. Konstrukční výška podlaží je 2,8 m.

Střecha je tvořena osmi pěti-vrstvými CLT panely (R1 – R2) o rozměrech 1 840 mm x 3 950 mm a tloušťce 120 mm. Tyto panely jsou podpírány vždy třemi štítovými nosnými stěnami a staticky tak tvoří kloubově uložený spojitý nosník o dvou polích. Spoje jsou vrutové a lepené.

Štítové nosné stěny jsou tvořeny tří-vrstvými CLT panely (W1 – W2) o délce 6 640 mm a tloušťce 80 mm, maximální výška stěny je 4 100 mm. Dvě z těchto stěn vedou až na stropní panely a zbylé tři jsou ukončeny 300 mm pod okrajem střechy a tvoří tak plnostěnný vazník, který bude velice namáhán na smyk. Tyto plnostěnné vazníky jsou uloženy pomocí ocelových spojů na podélné nosné stěny, nebo v jednom případě na sloupy.

Podélné nosné stěny (W3 – W6) jsou tvořeny stejně jako ty štítové tří-vrstvými CLT panely o tloušťce 80 mm, výšce 2 700 mm a rozdílných šířkách. Tyto stěny jsou uloženy na nosných sloupech a spojeny pomocí různých kovových spojů.

Uprostřed zadní podélné stěny pod širokým francouzským oknem jsou stropní panely vyneseny pomocí nosníku (N1), který je vyroben z rostlého dřeva C24 a jeho průřez má rozměry 80 mm x 210 mm. Jedná se o kloubově uložený nosník o dvou polích, který je uprostřed podepřen sloupem a na krajích je uložen na kovových spojích, které jsou přimontovány k dolnímu okraji podélných nosných stěn. Na protilehlé straně se nachází obdobný nosník (N2), který z části také nese jeden ze stropních panelů a jinak plní pouze vizuální funkci.

Strop tvoří šest pěti-vrstvých CLT panelů (S1 – S5) o tloušťce 160 mm, šířce 2 600 mm a maximální délce 6 800 mm. Tyto panely jsou pomocí šroubů a lepidla zavěšeny na podélných nosných stěnách a pod francouzským oknem na nosníku. Tyto panely podpírají dvě již zmíněné štítové stěny a jinak jsou zatíženy převážně užitným zatížením.

Druhé nadzemní podlaží je podpírané čtrnácti sloupy (C1) z rostlého dřeva C24 o průřezových rozměrech 160 mm x 160 mm a výšce 2 800 mm. Ve druhém nadzemním podlaží se nacházejí další dva sloupy (C2) o stejných průřezech a výšce 2 400 mm, které nesou již zmíněný plnostěnný vazník. Nachází se zde ještě jeden sloup (C2) v místě schodiště, který je zde pouze z vizuálních důvodů.

Jádro prvního nadzemního podlaží je tvořeno opět tří-vrstvými CLT panely (W7 – W8) o tloušťce 80 mm, výšce 2 640 mm a rozdílných šířkách, které má hlavní statickou úlohu zabezpečení proti větru a v místě schodiště podpírá stropní panely.

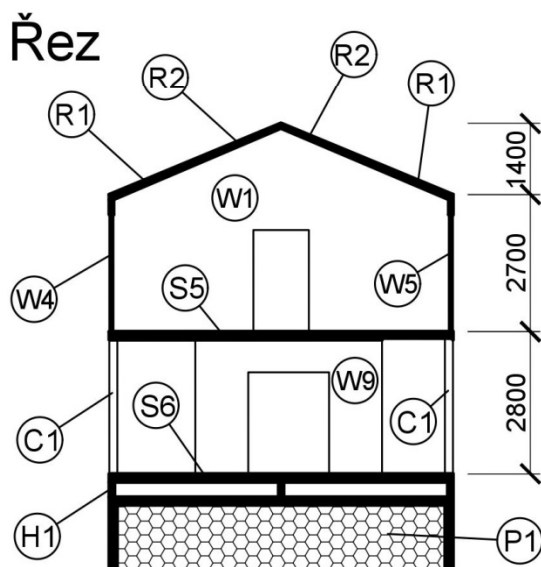
Schodiště (ST) o sklonu 35° je vyrobeno z řezného dřeva C24 a je tvořeno dvěma schodnicemi, které nesou šestnáct stupňů. Stupně mají rozměry 175/250 mm. Nahoře je schodiště uloženo na stropním panelu a dole ukotveno do CLT panelu.

Všechny tyto prvky jsou uloženy na šesti pěti-vrstvých CLT panelech (S6) o tloušťce 160 mm, šířce 2 600 mm a délce 6 800 mm, které jsou přišroubovány k dřevěným hranolům (H1).

Tyto hranoly jsou vruty přišroubovány k třem mohutným betonovým pontonům (P1) o půdorysných rozměrech 6 800 mm x 5 250 mm a výšce 1 400 mm. Díky těmto pontonům celá stavba plove na vodní hladině.

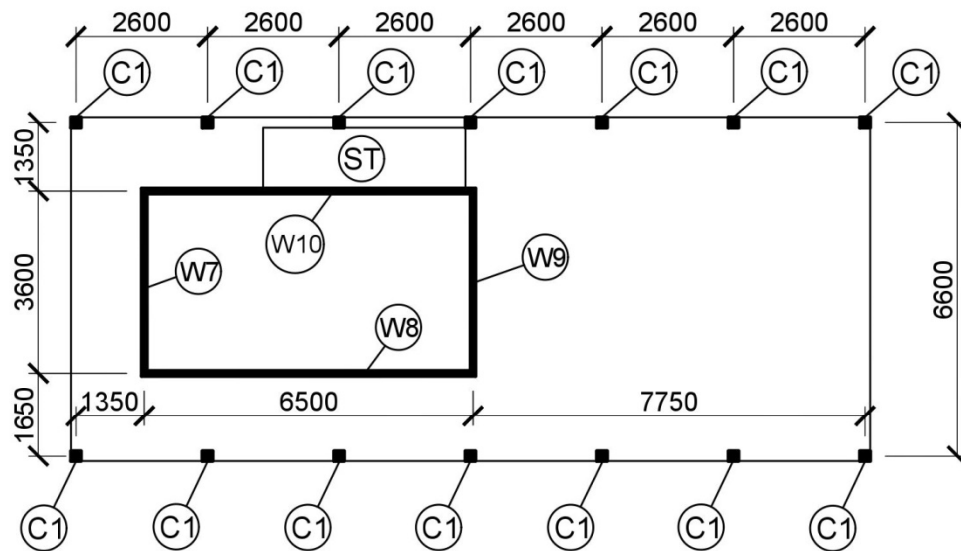
Z betonových pontonů vedou čtyři ocelová lana, která jsou zakončena systémem pružných lan a ukotvena ke dnu pomocí těžkých betonových kvádrů.

Na Obr. 5 a Obr. 6 jsou prezentovány základní schémata konstrukčního uspořádání provedené v prostředí AutoCAD 2016.

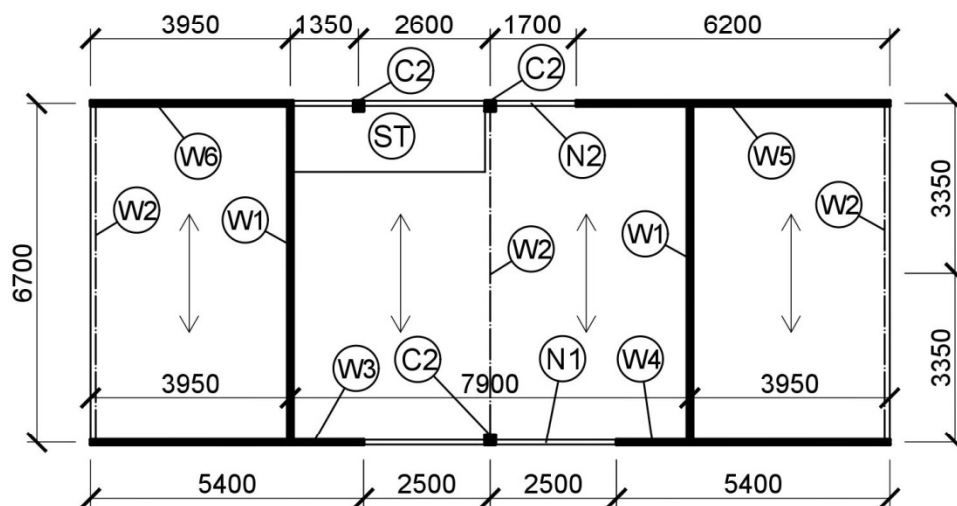


Obr. 5 Schéma konstrukční řešení – Řez – měřítko 1:150

1.NP



2.NP



Obr. 6 Schéma konstrukční řešení – půdorysy – měřítko 1:150

4. Použité konstrukční prvky

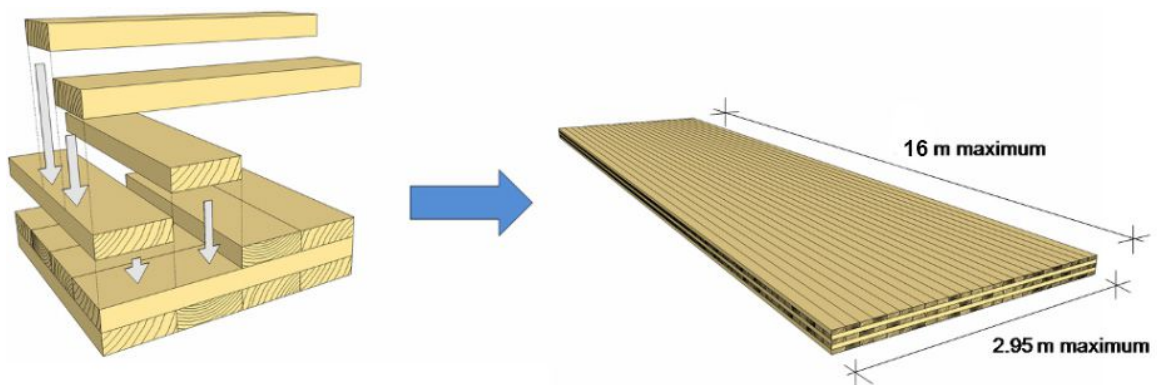
4.1. CLT Panely

CLT (Cross laminated timber) je moderní konstrukční prvek na bázi dřeva. Je tvořen slepenými vrstvami lamel, které jsou vzájemně natočeny o 90° (viz Obr. 7 a Obr. 8). Hlavní výhodou CLT panelů je jejich tuhost v obou směrech.

Údaje o CLT panelech v této práci jsou převzaty od společnosti Stora Enso a je možné, že výrobky jiných výrobců budou z hlediska technického řešení i mechanických parametrů mírně odlišné.



Obr. 7 Příklad pěti-vrstvého CLT panelu [3]



Obr. 8 Příklad složení pěti-vrstvého CLT panelu [4]

4.1.1. Rozměry

CLT panely se vyrábějí v mnoha různých rozměrových variantách, na Obr. 9 je k dispozici tabulka standardních výrobních rozměrů od společnosti Stora Enso.

C panels								
Nominal thickness [mm]	Designation [—]	Layers [—]	Lamella structure [mm]					
			C	L	C	L	C	L
60	C3s	3	20	20	20			
80	C3s	3	30	20	30			
90	C3s	3	30	30	30			
100	C3s	3	30	40	30			
120	C3s	3	40	40	40			
100	C5s	5	20	20	20	20	20	
120	C5s	5	30	20	20	20	30	
140	C5s	5	40	20	20	20	40	
160	C5s	5	40	20	40	20	40	

L panels								
Nominal thickness [mm]	Designation [—]	Layers [—]	Lamella structure [mm]					
			L	C	L	C	L	C
60	L3s	3	20	20	20			
80	L3s	3	30	20	30			
90	L3s	3	30	30	30			
100	L3s	3	30	40	30			
120	L3s	3	40	40	40			
100	L5s	5	20	20	20	20	20	
120	L5s	5	30	20	20	20	30	
140	L5s	5	40	20	20	20	40	
160	L5s	5	40	20	40	20	40	
180	L5s	5	40	30	40	30	40	
200	L5s	5	40	40	40	40	40	
160	L5s-2*	5	60	40	60			
180	L7s	7	30	20	30	20	30	20
200	L7s	7	20	40	20	40	20	40
240	L7s	7	30	40	30	40	30	40
220	L7s-2*	7	60	30	40	30	60	
240	L7s-2*	7	80	20	40	20	80	
260	L7s-2*	7	80	30	40	30	80	
280	L7s-2*	7	80	40	40	40	80	
300	L8s-2**	8	80	30	80	30	80	
320	L8s-2**	8	80	40	80	40	80	

* Cover layers consisting of 2 lengthwise layers
 ** Cover layers and inner layer consisting of 2 lengthwise layers

Status: 04/2012

Width (Charged widths): 245 cm, 275 cm, 295 cm
 Length (Production lengths): From minimum production length of 8.00 m per charged width up to max. 16.00 m (in 10 cm increments).

Obr. 9 Tabulka standardních výrobních rozměrů
 CLT panelů od firmy Stora Enso [5]

4.1.2. Označení

Označení CLT panelů zahrnuje údaj o celkové tloušťce panelu, směru vláken svrchní vrstvy lamel a celkový počet vrstev.

Příklad:

CLT 160 L5s

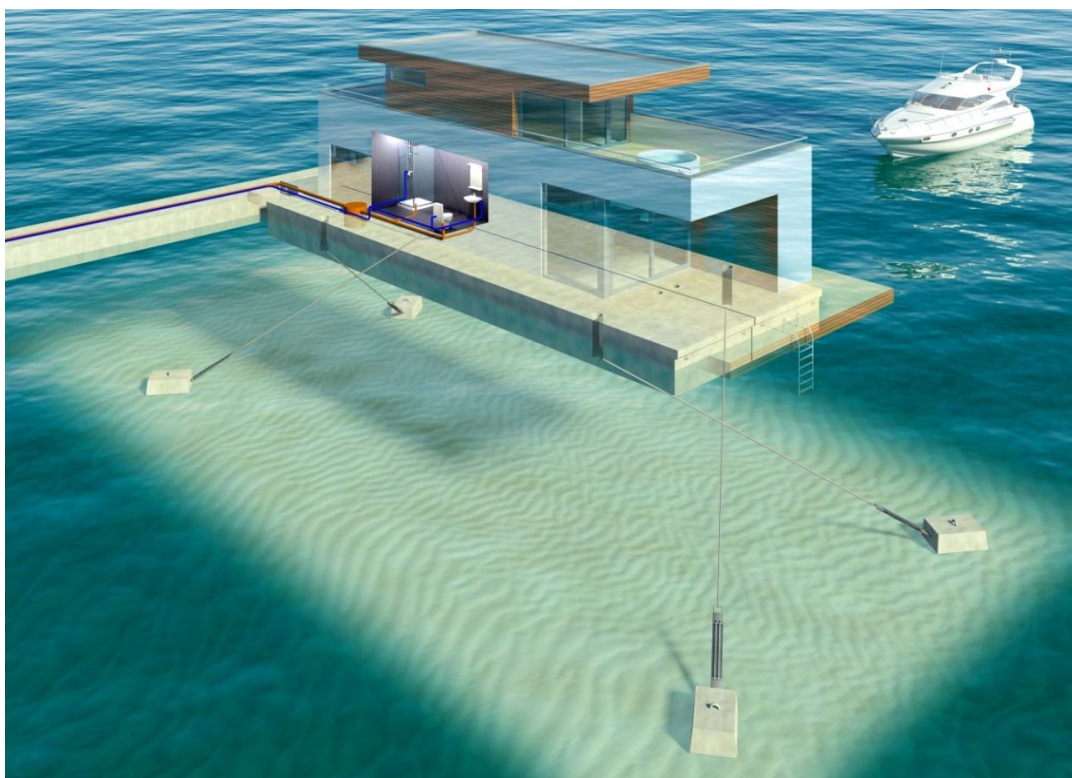
- **CLT** – jedná se o CLT panel
- **160** – tloušťka panelu je 160 mm
- **L** – svrchní lamely probíhají vždy kolmo k šířce panelu (pozn.: označení **C** – svrchní lamely probíhají paralelně k šířce panelu)
- **5s** – panel má 5 vrstev

4.2. Ponton

Ponton je konstrukce s celkovou objemovou hmotností nižší než voda a tedy, z důvodu hydrostatickému tlaku, na vodě plove.

Existuje mnoho výrobců, kteří vyrábějí především typizované velikosti pontonů určené pro mola, vlnolamy a jiné menší stavby. Dají se ovšem nechat vyrobit i pontony o atypických, mnohem větších rozměrech, které se využívají například právě pro plovoucí domy.

Do této práce byly vybrány pontony od firmy Marinetek. Hlavním důvodem pro zvolení této firmy byla možnost vyrobení atypického velkorozměrového pontonu, který na míru vyhovuje tomuto projektu.

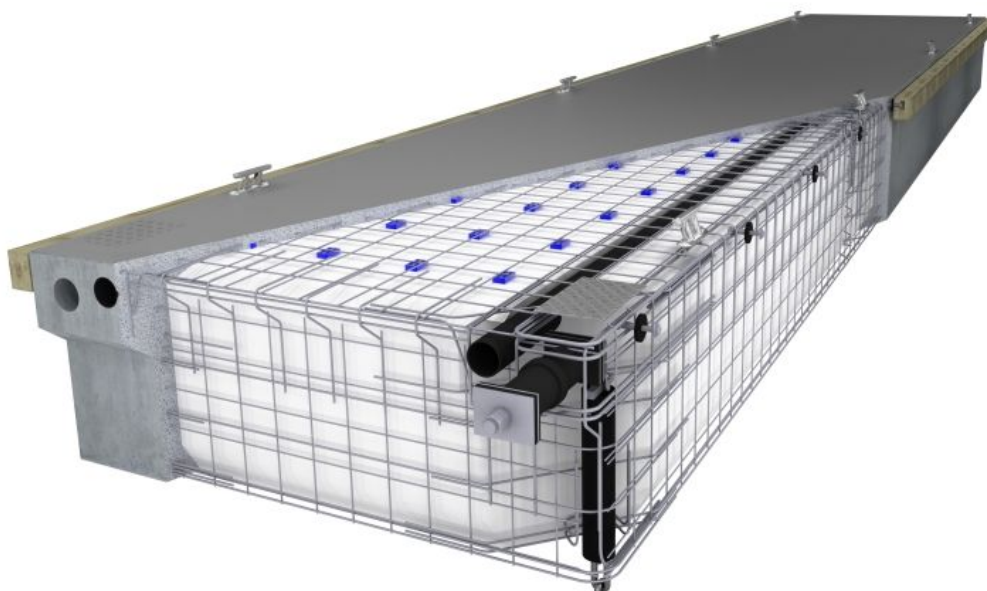


Obr. 10 Ukázka stavby plovoucí na betonovém pontonu od firmy Marinetek [6]

V současné době se pro konstrukci pontonů využívají tři základní materiály. Beton, ocel, nebo plast. Pro jednodušší a lehčí konstrukce se využívá také dřevo, ale to v případě plovoucího domu vůbec nepřichází v úvahu.

4.2.1. Betonové pontony

Jedním z nejčastějších materiálů pro konstrukci pontonů je beton. Existují dvě konstrukční varianty betonových pontonů. Tradiční variantou je železobetonová skořepina vyztužená podle velikosti a zatížení podélným a příčným žebrováním. Vnitřní prostor je pak vyplněn pouze vzduchem. Modernější variantu tvoří také železobetonová skořepina, ovšem ta je vyplněna lehkým materiálem, nejčastěji expandovaným polystyrenem (viz Obr. 11), díky kterému konstrukce lépe odolává napětím vyvolaným hydrostatickým tlakem.



Obr. 11 Příklad betonového pontonu s jádrem z expandovaného polystyrenu [7]

Oproti pontonům z jiných materiálů mají betonové pontony poměrně vysokou objemovou hmotnost (pohybuje se okolo 400 kg/m^3). To ovšem může být v některých případech žádoucí. Jelikož se musí navrhnout dostatečně objemné, zvýší tím pádem celkovou hmotnost objektu a tak dochází ke snížení těžiště objektu. To má za následek celkové zvýšení stability.

Pontony mohou být vyráběny v typizovaných velikostech (viz Obr. 12), které se používají pro plovoucí mola, vlnolamy a jiné menší konstrukce, nebo je možné nechat

vyrobit atypický ponton dle vlastních rozměrů a dalších požadavků (tuhost, lokální zesílení, apod.).

CONCRETE FLOATS

45 N/mm² watertight, hot dip galvanised steel reinforced plastic fibre concrete.

Exposure class according to European EN 206-1 standard.



CONCRETE FLOAT M120

11012000

1 200 x 2 000 x 550 mm

Weight: 600 kg

Capacity: 720 kg

Type: Villa pontoons.

Obr. 12 Příklad betonového pontonu z katalogu firmy Marinetek [8]

4.2.2. Ocelové pontony

Dalším tradičním materiálem pro výrobu pontonů je ocel. Díky mechanickým vlastnostem ocele může být stěna pontonu mnohem tenčí než u betonové varianty. Z toho důvodu jsou ocelové pontony výrazně lehčí a manipulace s nimi je mnohem snazší. Nejčastěji se vyrábějí ve tvaru kvádru, nebo válce.

U kvádrů je velikou výhodou možnost snadného spojování jednotlivých prvků a tvoření větších ploch (viz Obr. 13). Musí se ovšem dostatečně vyztužit v rozích, aby nedocházelo k deformacím z důvodu vysokého hydrostatického tlaku.

Subtilnější variantou jsou válce. Díky svému tvaru lépe odolávají hydrostatickému tvaru a je tak možné konstruovat stěnu pontonu tenčí než u předešlé varianty. Tímto technickým řešením je spotřeba materiálu ještě nižší. Jedny z prvních pontonů byly těsně uzavřené kovové barely, které svými rozměry i tvarem dokonale slouží tomuto účelu.

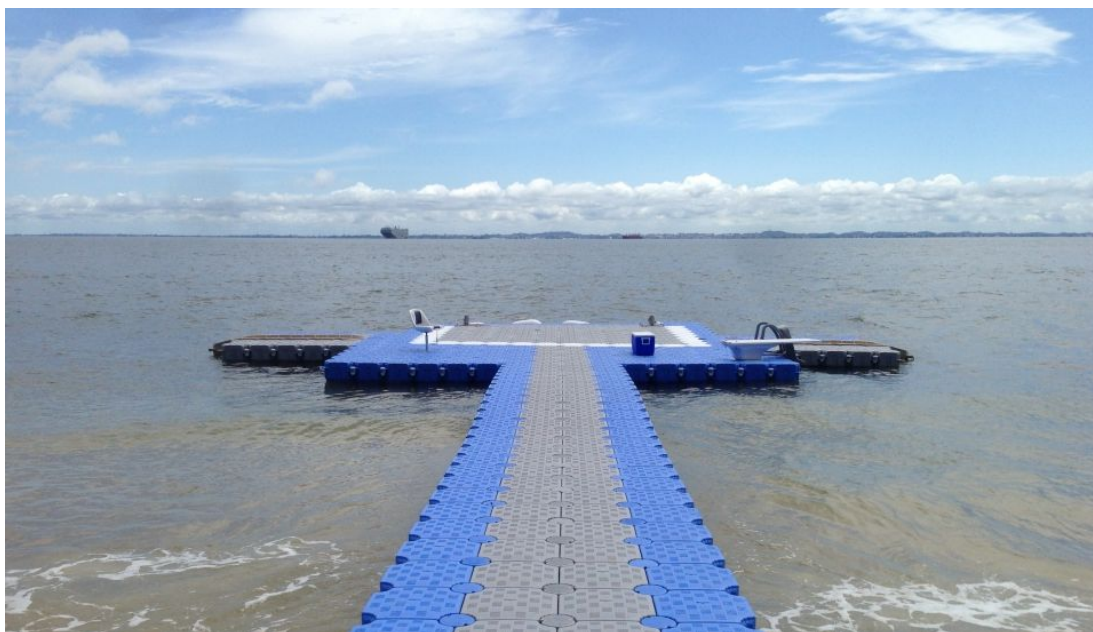


Obr. 13 Příklad ocelového pontonu od firmy Perebo [9]

4.2.3. Plastové pontony

Moderním materiálem pro výrobu pontonů je plast. Svými možnostmi může nahradit jak betonové, tak i ocelové pontony. Používá se ovšem spíše pro menší rozměry pontonů z důvodu výrobních možností.

Velmi snadná tvarovatelnost plastu je hlavní výhodou plastových pontonů. Například plovoucí systém od firmy Xinyi je tvořen malými plastovými kvádry o rozměrech 0,5 x 0,5 x 0,4 m. Ty se dají díky svému tvaru spojovat a následně tvořit velké plochy plovoucí na vodě, které se dají velmi snadno demontovat a převážet (viz Obr. 14). Jedná se tedy o ideální řešení pro dočasná mola, či jiné dočasné stavby na vodě.



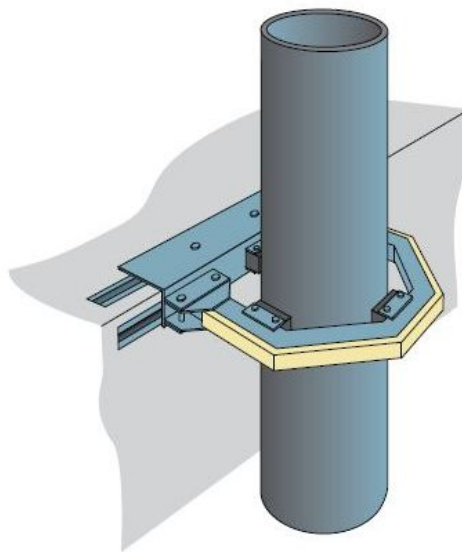
Obr. 14 Příklad systému plastových pontonů od firmy Xinyi [10]

4.3. Kotvení

Důležitou součástí každé statické stavby na vodě je její ukotvení ke břehu, nebo ke dnu. Kotvení musí vyhovět a správně reagovat na výsledné síly způsobené změnami zatížení, tlakem větru, či kolísáním vodní hladiny. Například kotvení u staveb realizovaných na moři se musí vypořádat s přílivy a odlivy, díky nimž může být rozdíl vodní hladiny až několik metrů.

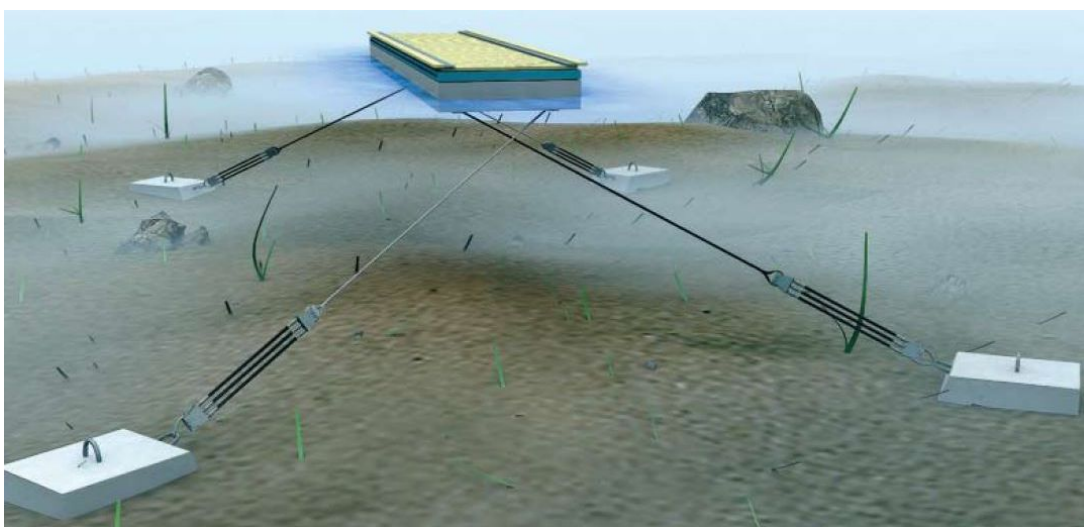
Ukotvení stavby může být provedeno různými způsoby. Jednou z nejčastějších variant je kotvení pomocí ocelových tyčí vetknutých do dna, ke kterým je stavba

ukotvena pomocí kluzných úchytů, které konstrukci umožňují pohyb pouze ve směru osy tyče (viz Obr. 15).



Obr. 15 Příklad kluzného úchytu ukotveného ke kovové tyči od firmy Marinetek [8]

Další častou variantou je kotvení pomocí řetězů, či ocelových lan. Ta mohou být ke dnu ukotvena buď napevno, nebo se kotví pomocí pružných pryžových drátěných lan (viz Obr. 16), díky kterým dokáží odolávat extrémnímu kolísání hladiny. Tento systém umožňuje konstrukci vertikální pohyb a současně zajišťuje její polohovou stabilitu. Lana se kotví k betonovým kvádrům ležícím na dně, nebo je možné je ukotvit ke kovovým hákům zavrtnaných do dna.



Obr. 16 Ukázka kotvení pomocí kovových lan s pružinami od firmy Marinetek [8]

5. Archimedův zákon

Znění Archimedova zákona:

„Těleso ponořené do kapaliny je nadlehčováno silou, která se rovná tíze kapaliny tělesem vytlačené.“ [11]

Archimedův zákon je jeden z nejznámějších fyzikálních zákonů, který byl formulován jedním z největších starořeckých matematiků a fyziků Archimedelem ve třetím století před naším letopočtem.

Díky tomuto zákonu byla definována rovnice hydrostatické vztlačové síly. Za použití této rovnice může být zjištěno, zda dané těleso v dané kapalině klesne na dno, bude se vznášet, nebo bude stoupat k hladině a následně se částečně vynoří (viz Obr. 17).

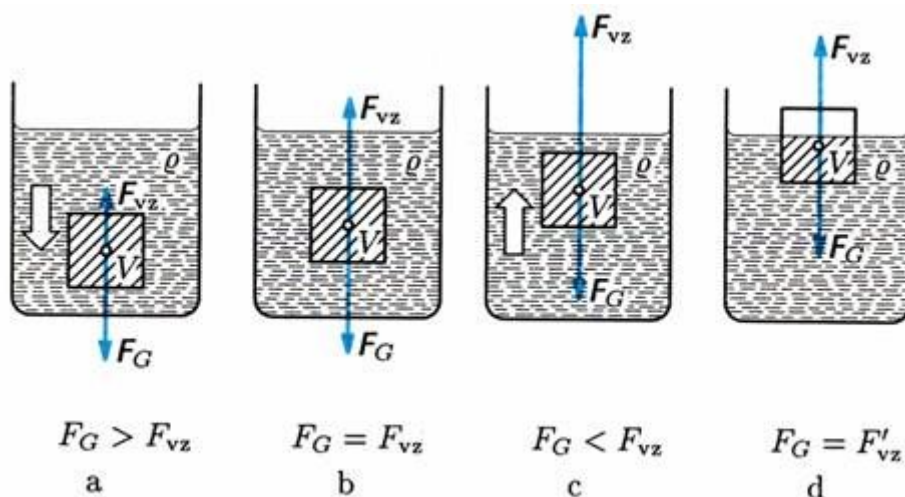
Definice rovnice hydrostatické vztlačové síly:

„Vztlačová síla F_{vz} je přímo úměrná objemu ponořené části tělesa V , hustotě kapaliny ρ a tíhovému zrychlení g .“ [11]

Matematický zápis rovnice vztlačové síly:

$$F_{vz} = V * \rho * g$$

Znalost tohoto zákona byla bezpodmínečně potřebná pro navrhnutí a následné posouzení pontonu nesoucího konstrukci navrhovanou v této práci.



Obr. 17 Příklady působení hydrostatické vztlačové síly [11]

6. Zatížení vrchní stavby

Pro potřebu návrhu a posouzení dimenzí použitých nosných konstrukčních prvků bylo zapotřebí určit a vypočítat hodnoty jednotlivých druhů zatížení. Tak bylo učiněno v souladu s postupy v normě ČSN EN 1991-1 částech 1, 3 a 4 [13] – [15].

6.1. Stálé zatížení

Vlastní tíha nosných prvků konstrukce byla automaticky vygenerována programem SCIA Engineer 15.3.

Uvedená skladby konstrukcí v Tab. 1, Tab. 2 a Tab. 3 jsou pouze odhadované a slouží pouze pro výpočet stálého zatížení.

Tab. 1 Skladba střechy

Konstrukční prvek	g_k [kN/m ²]
dřevěná krytina	0,1
laťování	0,02
tepelná izolace (tl. 300 mm)	0,3
SDK podhled + rošt	0,14
ostatní	0,05
Σ	0,49

Tab. 2 Skladba obvodového pláště

Konstrukční prvek	g_k [kN/m ²]
dřevěný plášť	0,1
laťování	0,03
tepelná izolace (tl. 200 mm)	0,2
SDK předstěna + rošt	0,14
ostatní	0,05
Σ	0,54

Tab. 3 Skladba stropu

Konstrukční prvek	g_k [kN/m ²]
lehká plovoucí podlaha	0,22
tepelná izolace (tl. 200 mm)	0,2
SDK podhled + rošt	0,14
Σ	0,56

6.2. Proměnné zatížení

Mezi proměnná zatížení bylo započítáno zatížení užitné, zatížení sněhem a zatížení větrem.

6.2.1. Užitné zatížení

Užitné zatížení bylo určeno v souladu s normou ČSN EN 1991-1-1 [13]. Jedná se o obytný dům a z toho důvodu všechny plochy, na kterých se vyskytuje užitné zatížení, spadají do kategorie A.

- stropy: $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- schodiště: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

6.2.2. Zatížení sněhem

Zatížení sněhem bylo určeno podle údajů získaných z mapy zatížení sněhem na zemi [21] a z typu terénu (viz Tab. 4). Byla uvažována oblast na jižním břehu Lipna. V souladu s normou ČSN EN 1991-1-3 [14] se určilo zatížení sněhem na střechu.

Tab. 4 Vstupní hodnoty pro výpočet zatížení sněhem

úhel sklonu střechy		23 °
sněhová oblast	(Lipno)	IV.
zatížení sněhem na zemi	s_k	2,28 kN/m^2
typ krajiny	otevřená	
součinitel expozice	c_e	0,8
tepelný součinitel	c_t	1
tvarový součinitel zatížení sněhem	μ_i	0,8
zatížení sněhem	s	$= \mu_i * c_e * c_t * s_k$ 1,46 kN/m^2

6.2.3. Zatížení větrem

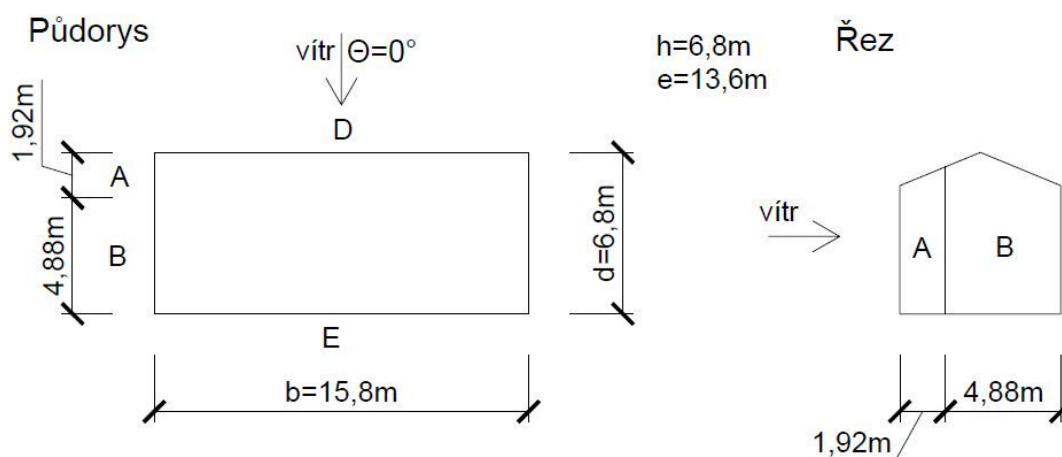
V Tab. 5 je prezentován výpočet maximálního dynamického tlaku větru působícího na vnější plochy konstrukce. Údaje potřebné pro výpočet byly vyčteny z větrné mapy a určeny v souladu s normou. Poté se vypočítala zatížení větrem na obvodové stěny (viz Tab. 6) a střechu (viz Tab. 7) a provedlo se rozdělení oblastí zatížení větrem obvodových stěn a střechy při příčném a při podélném směru větru (viz Obr. 18, Obr. 19, Obr. 20 a Obr. 21). Vše bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN 1991-1-4 [15].

Tab. 5 Vstupní hodnoty pro výpočet zatížení větrem

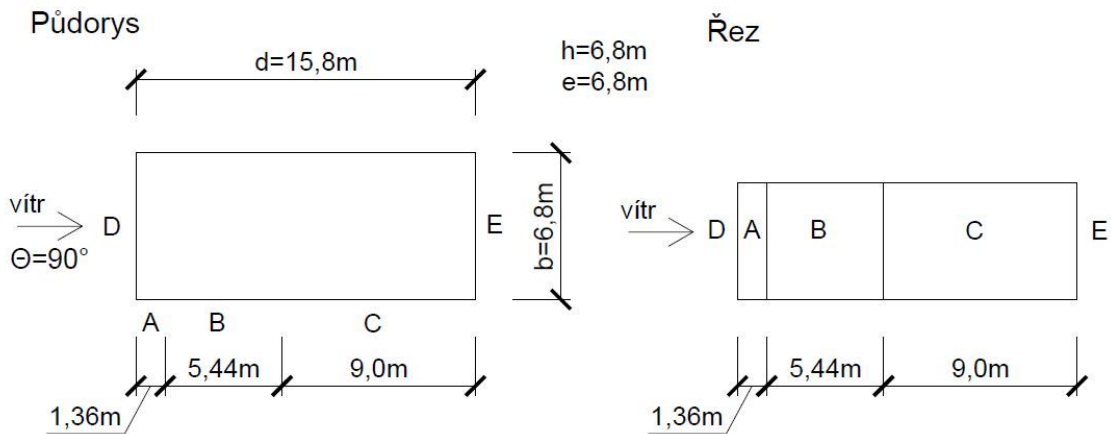
větrná oblast		II.
kategorie terénu	<i>jezero</i>	I.
výchozí základní rychlost větru	$V_{b,0}$	25 m/s
součinitel směru větru	c_{dir}	1
součinitel ročního období	c_{season}	1
základní rychlost větru	$V_b = V_{b,0} * c_{dir} * c_{season}$	25 m/s
délka nerovnosti terénu	Z_0	0,01 m
délka drsnosti terénu	$Z_{0,I}$	0,01 m
minimální výška terénu	Z_{min}	1 m
referenční výška	Z	6,8 m
součinitel terénu	$k_r = 0,19 * (Z_0 / Z_{0,I})^{0,07}$	0,19
součinitel nerovnosti terénu	$c_r(z) = k_r * \ln(z/Z_0)$	1,26
součinitel orografie	$c_0(z)$	1
střední rychlost větru	$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$	31,5 m/s
součinitel turbulence	k_I	1
měrná hmotnost vzduchu	ρ	1,25 kg/m ³
intenzita turbulence	$I_v(z) = k_I / (c_0(z) * \ln[z/Z_0])$	0,15
základní tlak větru	$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$	0,39 kN/m ²
součinitel expozice	$c_e(z)$ <i>odečteno z grafu</i>	2,5
maximální dynamický tlak větru	$q_p(z) = c_e(z) * q_b$	0,98 kN/m²

Tab. 6 Zatížení větrem - stěna

Oblast	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
w_e [kN/m ²]	-1,18	-0,78	-0,49	0,78	-0,49



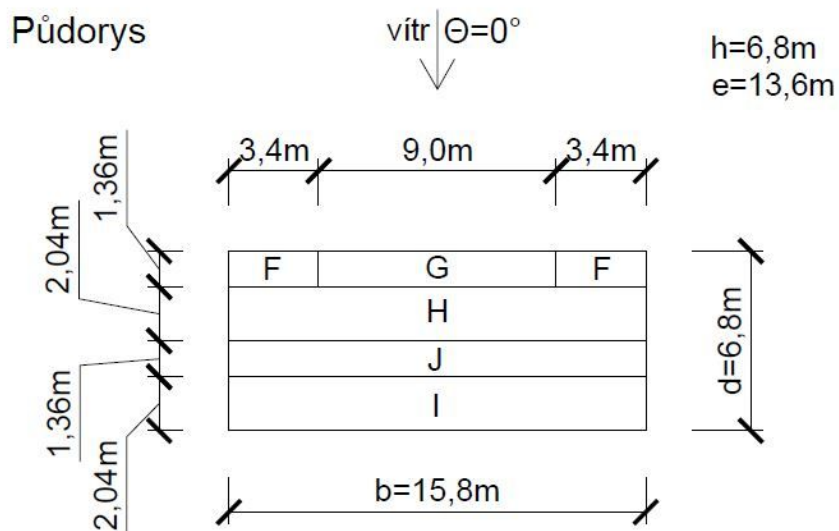
Obr. 18 Rozdělení zatížení větrem na stěnu při příčném směru větru ($\Theta = 0^\circ$)



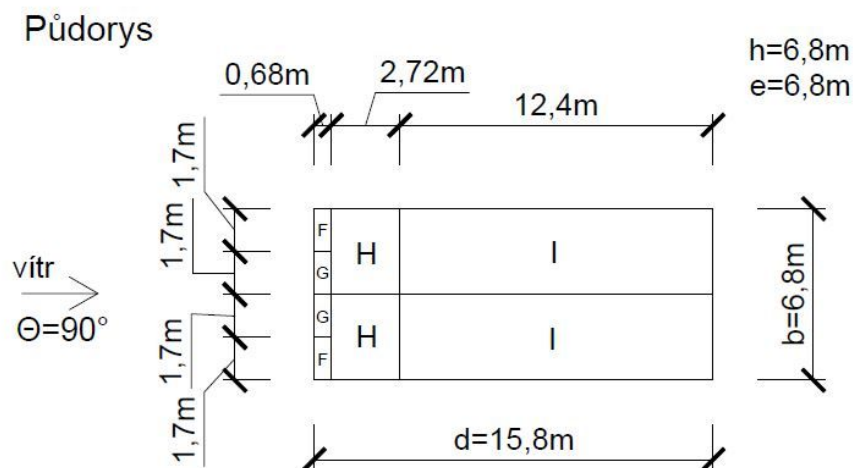
Obr. 19 Rozdělení zatížení větrem na stěnu při podélném směru větru ($\Theta = 90^\circ$)

Tab. 7 Zatížení větrem - střecha

Oblast	F	G	H	I	J
$c_{pe,10} (\Theta=0^\circ)$	-0,7	-0,65	-0,25	-0,4	-0,75
	0,45	0,45	0,3	0	0
$w_e (\Theta=0^\circ)$ [kN/m ²]	-0,69	-0,64	-0,25	-0,39	-0,74
	0,44	0,44	0,29	0	0
$c_{pe,10} (\Theta=90^\circ)$	-1,2	-1,35	-0,7	-0,5	-
$w_e (\Theta=90^\circ)$ [kN/m ²]	-1,18	-1,32	-0,69	-0,49	-



Obr. 20 Rozdělení zatížení větrem na střechu při příčném směru větru ($\Theta = 0^\circ$)



Obr. 21 Rozdělení zatížení větrem na střechu při podélném směru větru ($\Theta = 90^\circ$)

6.3. Zatěžovací stavy

1. Zatěžovací stav
 - typ působení: stálé
 - popis zatížení: vlastní tíha nosné konstrukce (vygenerováno programem SCIA Engineer 15.3)
2. Zatěžovací stav
 - typ působení: stálé
 - popis zatížení: vlastní tíha skladeb konstrukcí (bez nosné konstrukce)
3. Zatěžovací stav
 - typ působení: proměnné
 - popis zatížení: užité zatížení
4. Zatěžovací stav
 - typ působení: proměnné
 - popis zatížení: zatížení sněhem na střechu
5. Zatěžovací stav
 - typ působení: proměnné
 - popis zatížení: zatížení větrem v příčném směru větru (extrémní tlaky)
6. Zatěžovací stav
 - typ působení: proměnné
 - popis zatížení: zatížení větrem v příčném směru větru (extrémní sání)

7. Zatěžovací stav

- typ působení: proměnné
- popis zatížení: zatížení větrem v podélném směru větru (extrémní sání)

8. Zatěžovací stav

- typ působení: proměnné
- popis zatížení: užité zatížení pouze na jedné polovině objektu podélně

9. Zatěžovací stav

- typ působení: proměnné
- popis zatížení: užité zatížení pouze na jedné polovině objektu příčně

6.4. Kombinace

Výpočetní program SCIA Engineer 15.3 automaticky vygeneroval kombinace podle dané normy [13] ze zadaných zatěžovacích stavů.

Bylo nastaveno vygenerování kombinací pro mezní stav únosnosti (52 kombinací) a mezní stav použitelnosti (10 kombinací), podle kterých byla posuzována vrchní stavba.

6.4.1. Kombinace pro posouzení stability na vodě

Dále byly zadány kombinace pro mezní stav použitelnosti pro posouzení stability objektu na vodě.

1. Kombinace

- pouze tíha konstrukce
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0$

2. Kombinace

- tíha konstrukce s maximálním užitným zatížením
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (3. \text{ ZS}) * 1,0$

3. Kombinace

- tíha konstrukce s asymetrickým podélným působením užitého zatížení
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (8. \text{ ZS}) * 1,0$

4. Kombinace

- tíha konstrukce s asymetrickým příčným působením užitého zatížení

- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (9. \text{ ZS}) * 1,0$

5. Kombinace

- tíha konstrukce s užitným zatížením v kombinaci se zatížením sněhem
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (3. \text{ ZS}) * 0,3 + (4. \text{ ZS}) * 0,2$

6. Kombinace

- tíha konstrukce s maximálním zatížením větrem v příčném směru (tlak)
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 * (5. \text{ ZS}) * 1,0$

7. Kombinace

- tíha konstrukce s maximálním zatížením větrem v příčném směru (sání)
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 * (6. \text{ ZS}) * 1,0$

8. Kombinace

- tíha konstrukce s maximálním zatížením větrem v podélném směru (sání)
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 * (7. \text{ ZS}) * 1,0$

9. Kombinace

- tíha konstrukce se zatížením větrem v příčném směru (tlak) v kombinaci s asymetrickým působením užitného zatížení
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (5. \text{ ZS}) * 0,2 + (8. \text{ ZS}) * 0,3$

10. Kombinace

- tíha konstrukce se zatížením větrem v příčném směru (sání) v kombinaci s asymetrickým působením užitného zatížení
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (6. \text{ ZS}) * 0,2 + (8. \text{ ZS}) * 0,3$

11. Kombinace

- tíha konstrukce se zatížením větrem v příčném směru (sání) v kombinaci s asymetrickým působením užitného zatížení
- $(1. \text{ ZS}) * 1,0 + (2. \text{ ZS}) * 1,0 + (7. \text{ ZS}) * 0,2 + (9. \text{ ZS}) * 0,3$

Podle první kombinace bude posuzováno, zda se nezatížená konstrukce nachází v rovnovážné poloze. Podle druhé kombinace bude navržen předběžný rozměr pontonu. Čtvrtá kombinace je spíše formalitou, jelikož zatížení sněhem v tomto případě nebude mít rozhodující vliv. Podle zbývajících kombinací se bude posuzovat, jestli je konstrukce nakloněna méně, než je maximální povolený náklon dle obecně závazné vyhlášky ministerstva dopravy [18] – [20].

7. Výpočetní model

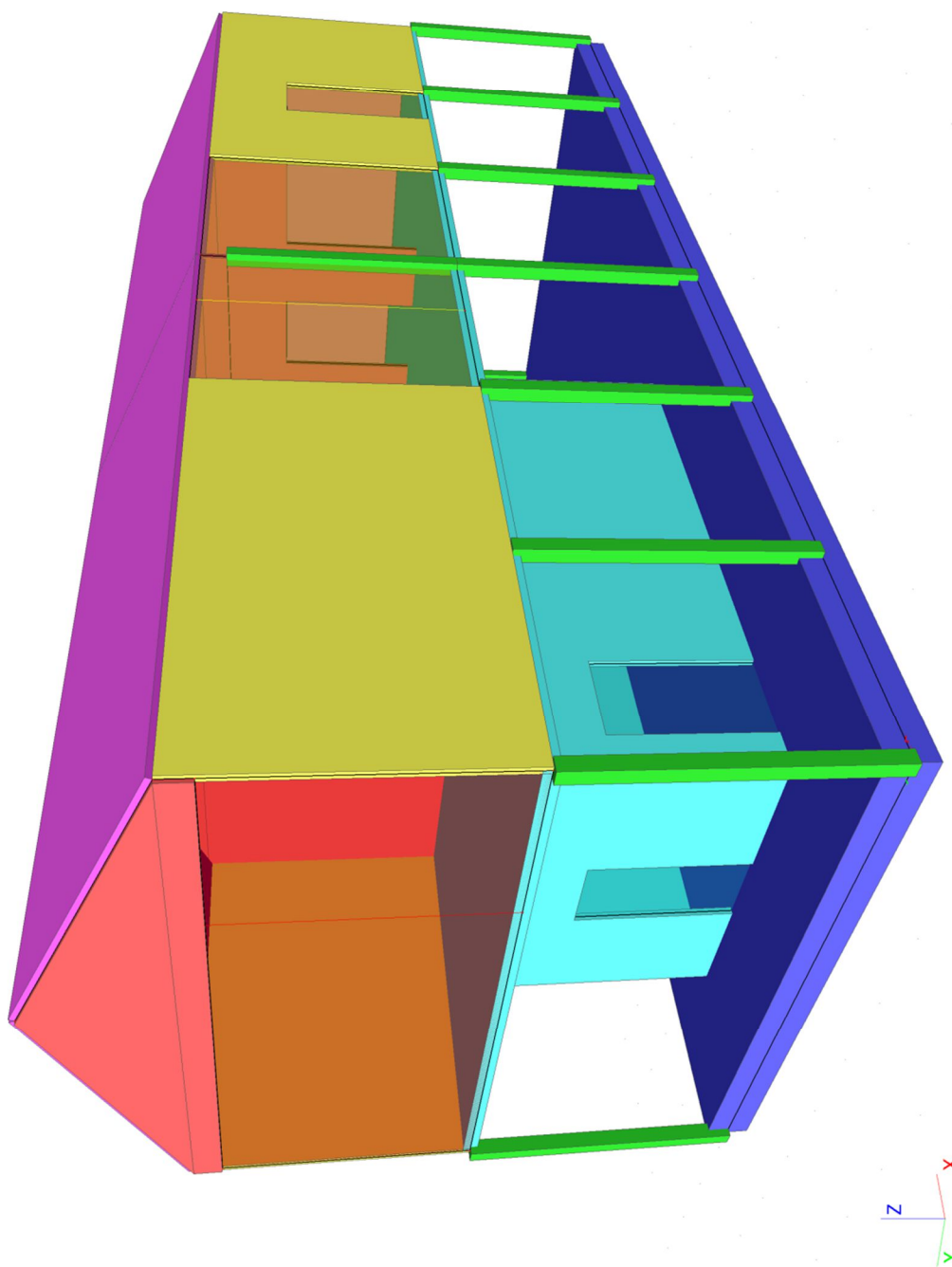
V programu SCIA Engineer 15.3 byl vytvořen zjednodušený 3D model celé konstrukce (viz Obr. 22), podle kterého se posléze posuzovaly vybrané konstrukční prvky horní stavby. Dále se díky výstupům z tohoto programu posuzovala stabilita konstrukce na vodní hladině.

CLT panely byly vytvořeny pomocí plošných prvků, kterým se definovala tloušťka a materiál. V tomto případě se použilo dřevo C24, u kterého se pouze zvýšila objemová hmotnost na 500 kg/m^3 . Sloupy a nosníky byly vytvořeny pomocí liniových prvků, u kterých byly definovány rozměry jejich průřezu a jako materiál bylo zvoleno dřevo C24. Pro potřeby modelu bylo třeba zajistit, aby se deska umístěná přímo na pontonech chovala jako tuhá, z důvodu analýzy ponoru a náklonů konstrukce. Proto se u této desky zvýšil modul pružnosti na trojnásobek a tloušťka se zvětšila čtyřikrát. Aby vycházela zatížení vlastní tíhou, tak se ještě musela zmenšit objemová hmotnost na 25%.

Zatížení schodištěm bylo do modelu vneseno jako liniové zatížení v místě začátku a konce schodiště.

Jelikož se jedná o dřevostavbu, všechny spoje mezi prvky byly modelovány jako kloubové. Dále byla nedefinována plošná podpora (pružné podloží) s vlastnostmi vody (viz kapitola 10.2.), pomocí které je z výsledků možné vyčíst výsledné ponoření a naklonění celé konstrukce při různých kombinacích.

Plovoucí betonové pontony byly do výpočtu zahrnuty jako plošné zatížení, jehož hodnota byla vypočítána z výšky a celkové objemové hmotnosti pontonu.



Obr. 22 Model konstrukce v programu SCIA Engineer 15.3

8. Posouzení vybraných prvků vrchní stavby

Pro posouzení z hlediska MSÚ a MSP bylo vybráno několik nejzatíženějších prvků konstrukce. Posouzení bylo provedeno v souladu s normou [13] a podle metodických postupů uvedených v příručce Navrhování dřevěných konstrukcí podle Eurokódu 5 [12]. U některých prvků byla zatížení a napětí vypočtena ručně z důvodu zjednodušení statického modelu. U ostatních konstrukčních prvků byla zatížení, napětí, nebo deformace vypočítána programem SCIA Engineer 15.3, kde se vybrala vždy rozhodující a nejneprůzračnější kombinace zatížení.

Pro názornost a lepší pochopení daných prvků byl zhotoven výkres skladby stropu (viz Obr. 39), výkres skladby střechy (viz Obr. 40), řez konstrukcí (viz Obr. 41) a výkres detailu 1 (viz Obr. 42) v programu AutoCAD 2016.

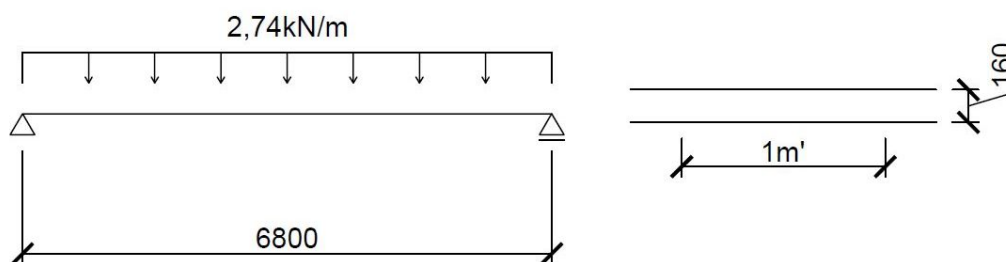
8.1. Stropní panel (S1)

Jedná se o CLT panel, který je pnutý napříč konstrukcí. Jeho rozpon činí 6,8 m a je zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením a užitným zatížením (viz Tab. 8). Kritickým hlediskem pro jeho návrh a posouzení je průhyb.

Tab. 8 Plošné zatížení stropního panelu

	char. zatížení [kN/m ²]	γ_M	návrh. zatížení [kN/m ²]
Stropní panel	b = 1 m		
vl. tíha CLT panelu	0,08	1,35	0,11
ostatní stálé zatížení	0,28	1,35	0,38
užitné zatížení	1,5	1,5	2,25
Σ			2,74

8.1.1. Posouzení stropního panelu



Obr. 23 Schéma stropního panelu

CLT 160 C3s, $\gamma_M = 1,2$

Třída provozu 1, $k_{mod} = 0,9$

Rozměry panelu:

$$l = 6\,800\text{ mm}; h = 160\text{ mm}$$

Návrhové pevnosti

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{24}{1,3} = 16,62\text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{4}{1,3} = 2,77\text{ MPa}$$

Posouzení panelu na ohyb

$$M_d = \frac{1}{8} * f_d * l^2 = \frac{1}{8} * 2,74 * 6,8^2 = 15,84\text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1}{6} * 1 * 0,16^2 = 4,27 * 10^{-3}\text{ m}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{15,84}{4,27 * 10^{-3}} = 3,7\text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 16,62\text{ MPa} > \sigma_{m,d} = 3,7\text{ MPa}$$

Panel na ohyb vyhovuje.

Posouzení panelu na smyk

$$V_d = \frac{1}{2} * f_d * l = \frac{1}{2} * 2,74 * 6,8 = 9,32\text{ kN}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} * \frac{V_d}{b * h} = \frac{3}{2} * \frac{9,32}{1 * 0,16} = 0,09\text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 2,77\text{ MPa} > \tau_{v,d} = 0,09\text{ MPa}$$

Panel na smyk vyhovuje.

Posouzení panelu na okamžitý průhyb

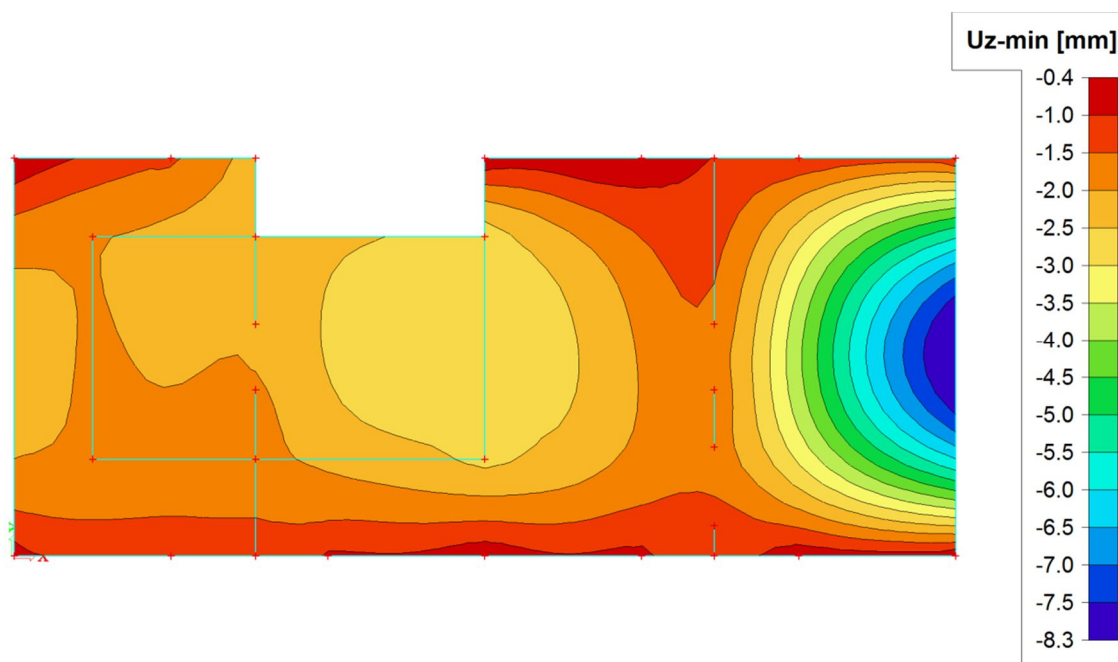
Okamžité průhyby byly spočítány a vykresleny programem SCIA Engineer 15.3 (viz Obr. 24).

$$w_{inst} = 8,3\text{ mm}$$

$$\frac{l}{500} = \frac{6\,800}{500} = 13,6 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{500} = 13,6 \text{ mm} > w_{inst} = 8,3 \text{ mm}$$

Panel na okamžitý průhyb vyhovuje.



Obr. 24 Vykreslení okamžitého průhybů v programu SCIA Engineer 15.3

Posouzení panelu na dlouhodobý průhyb

$$w_{g,inst} = 3,3 \text{ mm}$$

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{g,inst} * 0,6 = 8,3 + 3,3 * 0,6 = 10,3 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{350} = \frac{6\,800}{350} = 19,4 \text{ mm}$$

$$\frac{l}{350} = 19,4 \text{ mm} > w_{net,fin} = 10,3 \text{ mm}$$

Panel na dlouhodobý průhyb vyhovuje.

8.2. Šroub nesoucí podlahu

Jedná se o šrouby namáhané převážně tahem, na kterých jsou zavěšeny stropní CLT panely. Tyto šrouby jsou ukotveny do obvodových stěn a ve dvou místech do průvlaku.

Kromě šroubů je tento spoj také lepený, což způsobuje to, že šroub není zatížený na stříh.

8.2.1. Zatížení jednoho stropního panelu

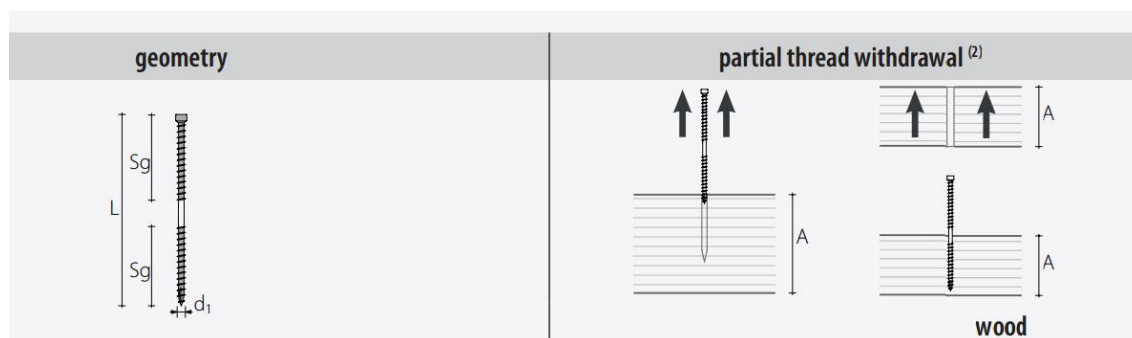
Byl vybrán nejzatíženější stropní panel (S5), který nese jednu z vnitřních stěn, na které je uložena konstrukce střechy. Proto je do zatížení započítán sníh, vlastní tíha střechy, vlastní tíha stěny, vlastní tíha stropního panelu a užitné zatížení na podlahu (viz Tab. 9).

Tab. 9 Zatížení jednoho stropního panelu

	char. zatížení na plochu [kN/m ²]	char. zatížení [kN]	γ_M	návrh. zatížení [kN]
Stropní panel	$A = 2,6 \text{ m} * 3,4 \text{ m} = 8,84 \text{ m}^2$			
vl. tíha CLT panelu	0,08	0,71	1,35	0,96
ostatní stálé zatížení	0,28	2,48	1,35	3,35
užitné zatížení	1,5	13,26	1,5	19,89
Stěna	$A = 13,9 \text{ m}^2$			
vl. tíha CLT panelu	0,04	0,56	1,35	0,76
Střeška	$A = 3,68 \text{ m} * 3,9 \text{ m} = 14,35 \text{ m}^2$			
vl. tíha CLT panelu	0,06	0,86	1,35	1,16
ostatní stálé zatížení	0,34	4,88	1,35	6,59
sníh	1,46	20,95	1,5	31,43
Σ				64,13

8.2.2. Výběr šroubu

Z katalogu od firmy Rothoblaas [16] byl vybrán šroub WT 8,2 mm x 300 mm (viz Obr. 25) s rozměry a mechanickými vlastnostmi uvedenými v Tab. 10.



Obr. 25 Šroub od firmy Rothoblaas typu WT [16]

Tab. 10 Rozměry a mechanické vlastnosti šroubu WT 8,2 x 300mm

d_1 [mm]	L [mm]	s_g [mm]	A_{min} [mm]	n_{ef} [-]	$R_{ax,k}$ [kN]
8,2	300	135	155	27	15,78

8.2.3. Návrh počtu šroubů pro jeden stropní panel

Návrhové zatížení

$$N_{Ed} = 64,13 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost jednoho šroubu

$$R_{ax,k} = 15,78 \text{ kN}$$

$$R_{ax,d} = k_{mod} * \frac{R_{ax,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{15,78}{1,3} = 10,92 \text{ kN}$$

Počet šroubů potřebných pro jeden stropní panel z hlediska únosnosti šroubu

$$n = \frac{N_{Ed}}{R_{ax,d}} = \frac{64,13}{10,92} = 5,87$$

9x WT 8,2x300 à 280 mm

Charakteristická pevnost dřeva na vytažení

$$f_{ax,k} = 3,6 * 10^{-3} * \rho_k^{1,5} = 3,6 * 10^{-3} * 500^{1,5} = 40,2 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha} = \frac{40,2}{\sin^2 0^\circ + 1,5 \cos^2 0^\circ} = 26,8 \text{ kN/m}^2$$

Charakteristická únosnost šroubu na vytažení

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} * (\pi * d * l_{ef})^{0,8} * f_{ax,\alpha,k} = 27 * (\pi * 0,0082 * 0,135)^{0,8} * 26,8 \\ = 7,81 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost šroubu na vytažení

$$F_{ax,\alpha,Rd} = \frac{F_{ax,\alpha,Rk}}{\gamma_M} = \frac{7,81}{1,3} = 6,01 \text{ kN}$$

Počet šroubů potřebných pro jeden stropní panel z hlediska vytažení šroubu

$$n = \frac{N_{Ed}}{F_{ax,\alpha,Rd}} = \frac{64,13}{6,01} = 10,67$$

11x WT 8,2x300 à 230 mm

Bylo navrženo 11 šroubů WT 8,2x300 na jedné straně každého stropního panelu. Je důležité, aby se při šroubování šroub neprotočil, to by způsobilo přetržení dřevěných vláken a mohlo by dojít k vytažení šroubu.

8.3. Nosník (N1) nesoucí podlahu

Jedná se o dřevěný spojitý nosník o dvou polích umístěný pod bočním francouzským oknem, kde plní stejnou funkci, jako v jiných místech obvodová stěna. Nese stropní CLT panel, který je na něm pomocí kombinace šroubů a lepeného spoje zavěšen.

Je dlouhý 5,2m a podepřený uprostřed a na obou krajích. Šířka průvlaku je zvolena stejná jako šířka obvodové stěny, aby správně fungovaly návaznosti konstrukcí. Potřebná výška byla zjištěna výpočtem. Výsledné rozměry průřezu tedy jsou 80mm x 210mm.

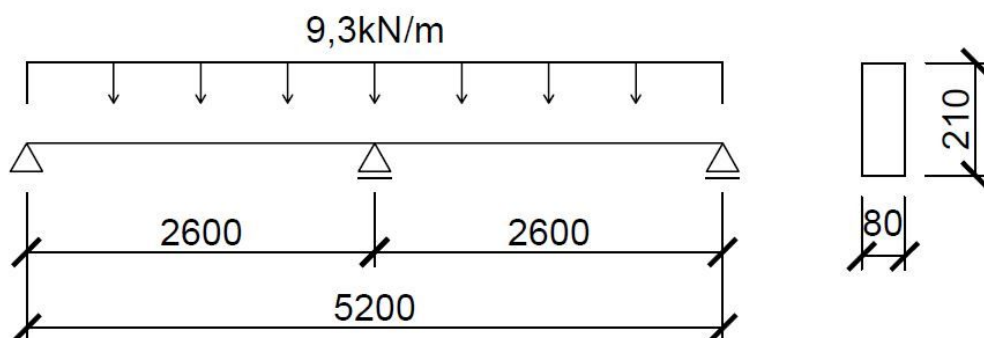
8.3.1. Zatížení nosníku

Nosník je liniově zatížen tíhou stropního panelu a užitným zatížením (viz Tab. 11), stropní panel v tomto případě nenese žádnou další nosnou konstrukci.

Tab. 11 Liniové zatížení na nosník

	char. zatížení na plochu [kN/m ²]	char. zatížení [kN/m]	γ_M	návrh. zatížení [kN/m]
Stropní panel	$x = 6,8/2 = 3,4$ m			
vl. tíha CLT panelu	0,08	0,27	1,35	0,36
ostatní stálé zatížení	0,28	0,95	1,35	1,28
užitné zatížení	1,5	5,1	1,5	7,65
Σ				9,3

8.3.2. Posouzení nosníku



Obr. 26 Schéma nosníku

Dřevo C24, $\gamma_M = 1,3$

Třída provozu 1, $k_{mod} = 0,9$

Rozměry nosníku:

$$l = 5\,200\text{ mm}; b = 80\text{ mm}; h = 210\text{ mm}$$

Návrhové pevnosti

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{24}{1,3} = 16,62\text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{4}{1,3} = 2,77\text{ MPa}$$

Posouzení nosníku na ohyb

$$M_d = \frac{1}{8} * f_d * l^2 = \frac{1}{8} * 9,3 * 5,2^2 = 7,86\text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} * b * h^2 = \frac{1}{6} * 0,08 * 0,21^2 = 5,88 * 10^{-4}\text{ m}^3$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W} = \frac{7,86}{5,88 * 10^{-4}} = 13,37\text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 16,62\text{ MPa} > \sigma_{m,d} = 13,37\text{ MPa}$$

Nosník na ohyb vyhovuje.

Posouzení nosníku na smyk

$$V_d = \frac{5}{16} * f_d * l = \frac{5}{16} * 9,3 * 5,2 = 15,11\text{ kN}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} * \frac{V_d}{b * h} = \frac{3}{2} * \frac{15,11}{0,08 * 0,21} = 2,01\text{ MPa}$$

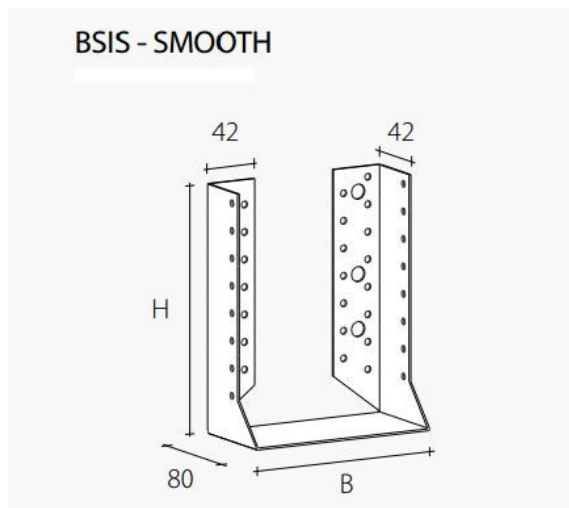
$$f_{v,d} = 2,77\text{ MPa} > \tau_{v,d} = 2,01\text{ MPa}$$

Nosník na smyk vyhovuje.

8.4. Ukotvení nosníku (N1) nesoucího podlahu

Nosník nesoucí podlahu v místě francouzského okna je ukotven na boční nosnou stěnu pomocí kovového spoje od firmy Rothoblaas typu BSIS (viz Obr. 27).

Spojité zatížení (viz kapitola 8.3.1.).



Obr. 27 Kovový spoj od firmy Rothoblaas typu BSIS [17]

8.4.1. Posouzení spoje

Z katalogu firmy Rothoblaas byl vybrán spoj BSI80150S (partial nailing)

Charakteristiky spoje:

$$n_H = 12 \text{ ks.}$$

$$n_J = 6 \text{ ks.}$$

$$R_k = 14,8 \text{ kN}$$

Posouzení únosnosti spoje

$$V_d = \frac{5}{32} * f_d * l = \frac{5}{32} * 9,3 * 5,2 = 7,56 \text{ kN}$$

$$R_d = k_{mod} * \frac{R_k}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{14,8}{1,3} = 10,25 \text{ kN}$$

$$R_d = 10,25 \text{ kN} > V_d = 7,56 \text{ kN}$$

Únosnost spoje je dostatečná.

8.5. Plnostěnný vazník (W2)

Jedná se o plnostěnný vazník o délce 6,8 m a výšce ve středu 1,7m a na krajích 0,3m, který je kloubově uložený na obvodových stěnách. Nejzatíženější vazník v konstrukci se nachází uprostřed, jelikož ten nese největší část střechy. Je vyroben z CLT panelu o tloušťce 80 mm.

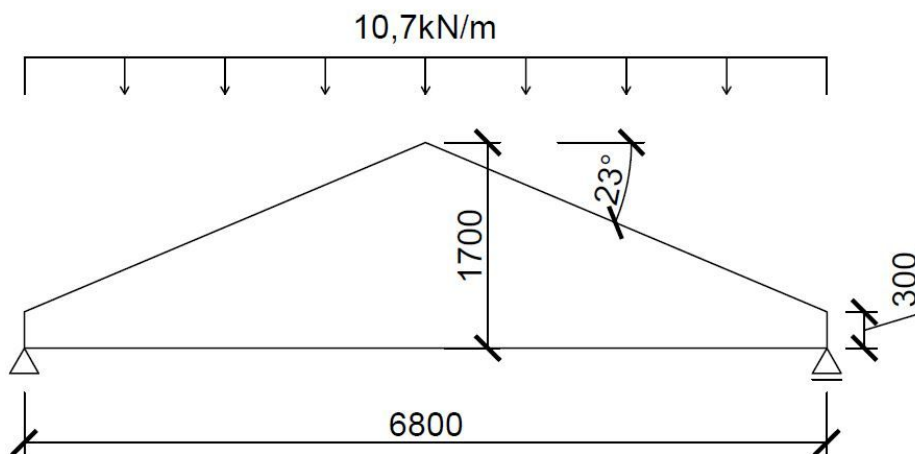
8.5.1. Zatížení vazníku na jeden metr běžný

Plnostěnný vazník je liniově zatížen tíhou střešního panelu a sněhem (viz Tab. 12).

Tab. 12 Liniové zatížení na vazník

	char. zatížení na plochu [kN/m ²]	char. zatížení [kN/m]	γ_M	návrh. zatížení [kN/m]
Sřecha	šířka nesené části = 3,9 m			
vl. tíha CLT panelu	0,06	0,24	1,35	0,32
ostatní stálé zatížení	0,34	1,33	1,35	1,80
sníh	1,46	5,69	1,5	8,54
Σ				10,71

8.5.2. Posouzení vazníku



Obr. 28 Schéma plnostěnného vazníku

CLT 80 C3s, $\gamma_M = 1,2$

Třída provozu 1, $k_{mod} = 0,9$

Rozměry vazníku:

$$l = 6\,800\text{ mm}; b = 80\text{ mm}; h_s = 300\text{ mm}; h_{ap} = 1\,700\text{ mm}; \alpha = 23^\circ$$

Návrhové pevnosti

$$f_{m,d} = k_{mod} * \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{24}{1,2} = 18\text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{4}{1,2} = 3\text{ MPa}$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{2,5}{1,2} = 1,88 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,d} = k_{mod} * \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{0,4}{1,2} = 0,3 \text{ MPa}$$

Vzdálenost průřezu s maximálním ohybovým napětím od podpěry

$$x_m = \frac{l * h_s}{2 * h_{ap}} = \frac{6\,800 * 300}{2 * 1\,700} = 600 \text{ mm}$$

Výška vazníku v místě maximálního napětí

$$h_{x_m} = h_s + \frac{h_{ap} - h_s}{l} * x_m = 300 + \frac{1\,700 - 300}{\frac{6\,800}{2}} * 600 = 547 \text{ mm}$$

Návrhové vnitřní síly

$$V_d = \frac{1}{2} * f_d * l = \frac{1}{2} * 10,7 * 6,8 = 36,38 \text{ kN}$$

$$M_{ap,d} = \frac{1}{8} * f_d * l^2 = \frac{1}{8} * 10,7 * 6,8^2 = 61,85 \text{ kNm}$$

$$M_{x_m,d} = V_d * x_m - f_d * \frac{x_m^2}{2} = 36,38 * 0,6 - 10,7 * \frac{0,6^2}{2} = 19,9 \text{ kNm}$$

Posouzení vazníku na ohyb v místě maximálního ohybového napětí

$$\sigma_{m,x_m,d} = \frac{6 * M_{x_m,d}}{b * h_{x_m}^2} = \frac{6 * 19,9}{0,08 * 0,547^2} = 4,99 \text{ MPa}$$

$$k_{ma} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 * f_{v,d}} * \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} * \tan^2 \alpha\right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{18}{1,5 * 3} * \tan 23\right)^2 + \left(\frac{18}{1,88} * \tan^2 23\right)^2}} = 0,38$$

$$f_{m,d} * k_{ma} = 18 * 0,38 = 6,84 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} * k_{ma} = 6,84 \text{ MPa} > \sigma_{m,x_m,d} = 4,99 \text{ MPa}$$

Vazník v místě maximálního ohybového napětí na ohyb vyhovuje.

Posouzení vazníku na ohyb ve vrcholové oblasti

$$k_l = k_1 = 1 + 1,4 * \tan \alpha + 5,4 * \tan^2 \alpha = 1 + 1,4 * \tan 23 + 5,4 * \tan^2 23 = 2,57$$

$$\sigma_{m,ap,d} = k_l * \frac{6 * M_{ap,d}}{b * h_{ap}^2} = 2,57 * \frac{6 * 61,85}{0,08 * 1,7^2} = 4,13 \text{ MPa}$$

Pro sedlový vazník $k_r = 1,0$

$$f_{m,d} * k_r = 18 * 1 = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} * k_r = 18 \text{ MPa} > \sigma_{m,ap,d} = 4,13 \text{ MPa}$$

Vazník ve vrcholové oblasti na ohyb vyhovuje.

Posouzení vazníku na smyk v podpěrách

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V_d}{b * h} = 1,5 * \frac{36,38}{0,08 * 0,3} = 2,27 \text{ MPa}$$

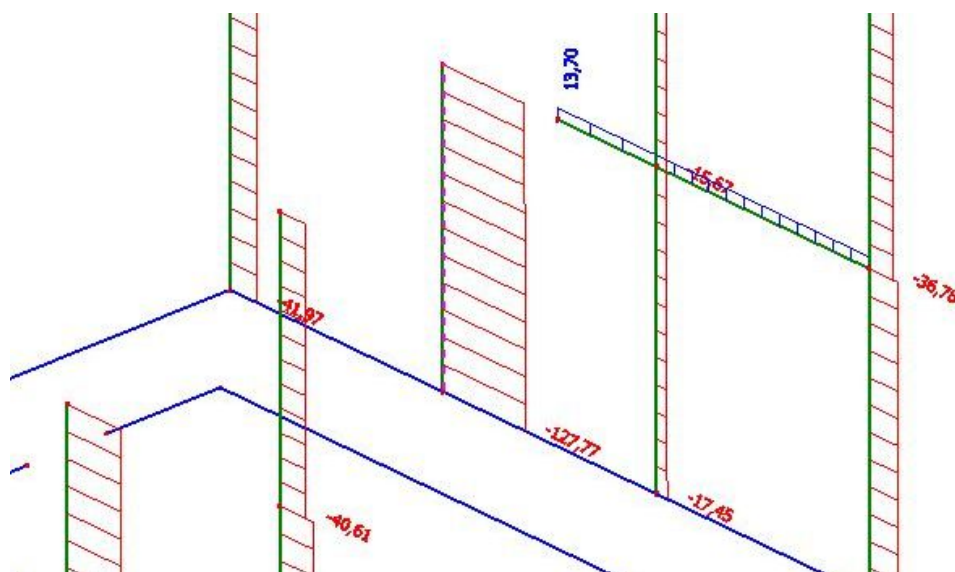
$$f_{v,d} = 3 \text{ MPa} > \tau_d = 2,27 \text{ MPa}$$

Vazník na smyk vyhovuje.

8.6. Sloup (C1)

Programem SCIA Engineer 15.3 byl nalezen nejzatíženější sloup při nejnepříznivější kombinaci. Jedná se o druhý sloup zleva na nábrežní straně. Tento kloubově uložený sloup čtvercového průřezu 160 x 160 mm, délky 2,8 m je osově zatížen silou 127,77 kN (viz Obr. 29). Sloup je z rostlého jehličnatého dřeva C24.

8.6.1. Posouzení sloupu



Obr. 29 Vykreslení normálových sil na sloupech programem SCIA Engineer 15.3

Dřevo C24, $\gamma_M = 1,3$

Třída provozu 1, $k_{mod} = 0,9$

Rozměry sloupu:

$$l = 2\,800\text{ mm}; A = 160 * 160 = 25\,600\text{ mm}^2$$

Návrhové pevnosti

$$f_{c,d} = k_{mod} * \frac{f_{c,k}}{\gamma_M} = 0,9 * \frac{24}{1,3} = 16,62\text{ MPa}$$

Normálové napětí v tlaku

$$\sigma_{c,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{127,77}{0,0256} = 4,99\text{ MPa}$$

Štíhlostní poměr

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{2,8}{\sqrt{\frac{1}{12} * 0,16^4}} = 60,6$$

$$\sigma_{crit} = \pi^2 * \frac{E_{0,05}}{\lambda^2} = \pi^2 * \frac{7\,400}{60,6^2} = 19,89\text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,k}}{\sigma_{crit}}} = \sqrt{\frac{24}{19,89}} = 1,2$$

Součinitel vzpěrnosti

$$k = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5[1 + 0,2(1,2 - 0,3) + 1,2^2] = 1,31$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,31 + \sqrt{1,31^2 - 1,2^2}} = 0,54$$

Posouzení sloupu na vzpěr

$$f_{c,d} * k_c = 16,62 * 0,54 = 8,97\text{ MPa}$$

$$f_{c,d} * k_c = 8,97\text{ MPa} > \sigma_{c,d} = 4,99\text{ MPa}$$

Sloup na vzpěr vyhovuje.

9. Ověření výstupů z numerického modelu

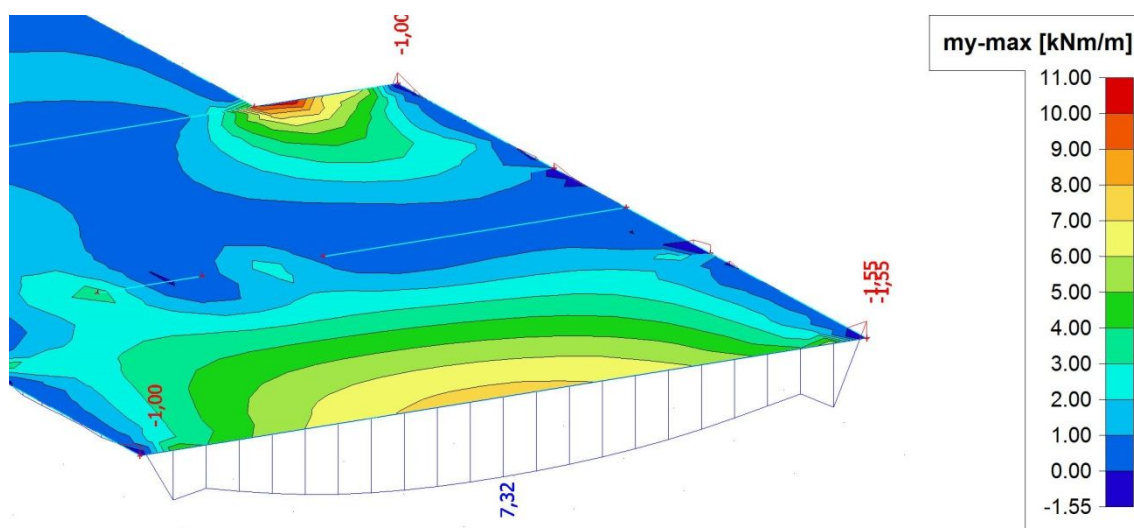
V programu SCIA Engineer 15.3 byl vymodelován 3D numerický model podle kterého byly posouzeny dva prvky vrchní stavby. Vnitřní síly a napětí potřebná pro posouzení ostatních posuzovaných prvků byla napočítána ručně. Model byl ovšem vytvořen především kvůli posouzení stability konstrukce na vodě.

Pro ověření správnosti výstupů z tohoto modelu bylo zapotřebí porovnat ruční výpočty s výsledky generovanými výpočetním softwarem. Pro tento účel byl vybrán stropní panel, který byl ručně posouzen na ohyb. Můžeme tedy porovnat ručně vypočítaný ohybový moment s ohybovým momentem vypočítaným programem.

Ohybový moment určený ručním výpočtem (viz kapitola 8.1.1.)

$$M_d = 15,84 \text{ kNm}$$

Ohybový moment vypočítaný programem SCIA Engineer 15.3



Obr. 30 Vykreslení momentů v programu SCIA Engineer 15.3

$$M_{d,SCIA} = 7,32 \text{ kNm}$$

Z důvodu komplexnosti modelu, uvažování přenášení sil ve všech směrech a díky prostorovému spolupůsobení jednotlivých prvků je hodnota vypočtená programem nižší než hodnota spočítaná ručně. Závěrem kontroly je, že výsledky vypočtené programem jsou reálné a model tak může být použit pro ověření celkové stability konstrukce na vodě.

10. Navržení a posouzení pontonu (P1)

Byla spočítána přibližná celková váha konstrukce s užitným zatížením (viz Tab. 13), podle které se následně pomocí jednoduchého výpočtu provedl odhad rozměru betonového pontonu. Ten byl posléze zakomponován do výpočetního modelu v programu SCIA Engineer 15.3, kde bylo podle maximálního ponoru a maximálního náklonu ověřeno, zda jsou jeho rozměry vyhovující.

10.1. Stabilita konstrukce na vodě

Každá konstrukce musí být schopna odolávat působení vnějších sil, ovšem v případě stavby umístěné na vodě musí být bráno v potaz další, pro pozemní stavby netradiční stavy, které se u běžných konstrukcí nevyskytují.

Musí být ověřeno, zda se konstrukce při zatížení nejnepříznivější kombinací sil pro ponoření neponoří pod horní hranu pontonu, dále se musí posoudit, že maximální úhel náklonu konstrukce vyhoví požadavkům předepsaným ve vyhlášce [18] a v neposlední řadě se musí ověřit, zda se nezatížená konstrukce nachází v rovnovážné poloze. Žádná z působících sil by neměla mít vliv na tvarovou celistvost konstrukce, z toho důvodu se předpokládá, že přestanou-li na konstrukci působit vnější síly, vrátí se do původní rovnovážné polohy.

K posouzení těchto stavů byl použit výpočetní program SCIA Engineer 15.3, do kterého se zadali jednotlivé zatěžovací stavy a jejich kombinace (viz kapitola 6.4.1.), podle kterých se vyhodnotila rovnovážnost, maximální náklon a ponor konstrukce.

10.1.1. Požadavek na přiměřenou stabilitu

Při postupování podle pokynů ve vyhlášce ministerstva dopravy o způsobilosti plavidel k provozu na vnitrozemních vodních cestách [18] nás zajímá kapitola 15.03.3, která pojednává o splnění požadavku na přiměřenou stabilitu v neporušeném stavu. Neméně důležité jsou další kapitoly 15.03.4 a 15.03.5, kde je uveden postup výpočtu klopného momentu způsobeného seskupením osob na jednu stranu v kombinaci s tlakem větru.

Maximální povolený úhel náklonu $\varphi_{\text{mom}} = 12^\circ$.

10.2. Zkušební model

V programu SCIA Engineer 15.3 bylo potřeba nadefinovat chování vody, aby bylo možné posoudit stabilitu konstrukce na vodě.

Byla použita funkce programu plošná podpora (pružné podloží), kde se definovaly hodnoty tuhosti a dále parametry C2x a C2y (viz kapitola 10.2.1.). Na jednoduchém modelu se potom ověřilo, zda díky zvoleným parametrům podloží model generuje výsledky, v souladu s ručním výpočtem. Po této úspěšné analýze může být tento model použit i pro posouzení složitějších konstrukcí.

10.2.1. Zvolené parametry

Parametry zadané do výpočetního programu SCIA Engineer 15.3.

- Tuhost [MN/m³] = 0,01
- C2x [MN/m] = 0
- C2y [MN/m] = 0

10.2.2. Předpoklad modelu

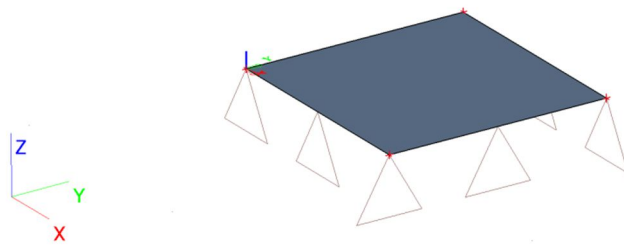
„Těleso ponořené do kapaliny je nadlehčováno hydrostatickou vztlakovou silou rovnající se tíze kapaliny tělesem vytlačené.“ To jinými slovy znamená, že těleso o ploše podstavy jeden metr čtvereční a hmotnosti 1 tuna (10 kN) umístěné na vodní hladinu se ponoří o jeden metr.

10.2.3. Model v programu SCIA Engineer 15.3

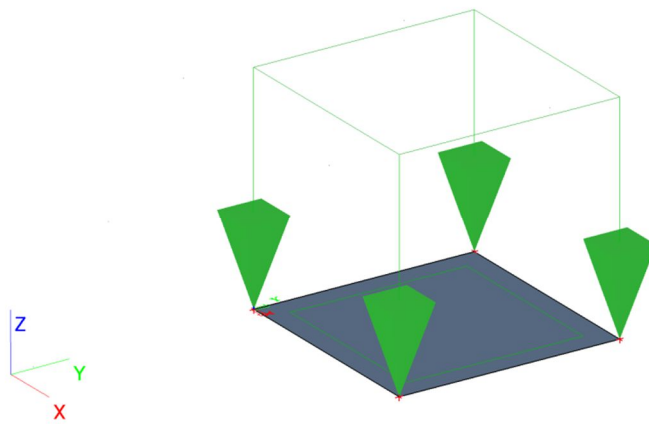
Bylo vytvořeno těleso o půdorysných rozměrech 1 m x 1 m, kterému se zadala plošná podpora – pružné podloží se zvolenými parametry (viz Obr. 31).

Toto těleso bylo zatíženo plošným zatížením o velikosti 10 kN/m² (viz Obr. 32). Vlastní tíha tělesa je uvažována nulová.

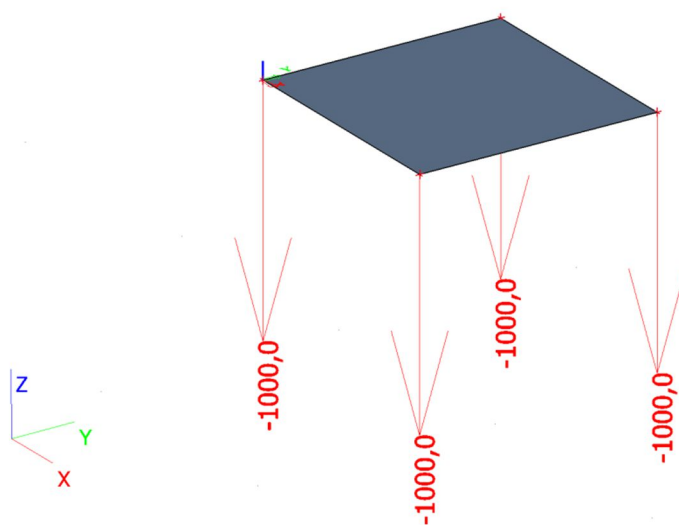
Vypočítané výsledné přemístění uzlů je 1 m (viz Obr. 33).



Obr. 31 Schéma modelu



Obr. 32 Schéma zatížení modelu



Obr. 33 Schéma přemístění

10.2.4. Zhodnocení modelu

Model funguje dle očekávání a může být tedy použit pro posouzení celkové stability plovoucího pontonu ve vodním prostředí.

10.3. Rozměr pontonu (P1)

Tab. 13 Výpočet celkové váhy konstrukce s užitným zatížením

	rozměry	jednotková hmotnost	hmotnost [kg]
Střešní panely	8 * 15,01 m ² * 0,12 m	500 kg/m ³	7 205
Skladba střechy	120,08 m ²	41 kg/m ²	4 923
Štítové stěny (2NP)	(3 * 6,8 m ² + 2 * 19,56 m ²) * 0,08 m	500 kg/m ³	2 381
Boční stěny (2NP)	55,3 m ² * 0,08 m	500 kg/m ³	2 128
Stěny (1NP)	48,62 m ² * 0,08 m	500 kg/m ³	1 945
Skladba stěny (2NP)	142 m ²	36 kg/m ²	4 464
Skladba stěny (1NP)	55,6 m ²	36 kg/m ²	2 002
Stropní panel	100,36 m ² * 0,16 m	500 kg/m ³	8 029
Skladba podlahy (2NP)	100,36 m ²	25 kg/m ²	2 509
CLT panely (1NP)	107,44 m ² * 0,16 m	500 kg/m ³	8 595
Skladba podlahy (1NP)	107,44 m ²	20 kg/m ³	2 149
Užitné zatížení	207,8 m ²	150 kg/m ³	31 170
Schodiště	5,6 m ²	15 kg/m ²	84
Σ			77 584

Objemová hmotnost pontonu činí 400 kg/m³, což znamená, že vztlaková kapacita pontonu ve vodě (1 000 kg/m³) činí 600 kg/m³. Předběžná výška pontonu může být vypočítána jako podíl celkové váhy konstrukce se vztlakovou kapacitou pontonu. Půdorysné rozměry pontonu se budou shodovat s rozměry konstrukce, tedy 15,8 m * 6,8 m.

Předběžná výška pontonu.

$$h = m \div (\rho * A) = 77\,584 \div (600 * 15,8 * 6,8) \cong 1,2 \text{ m}$$

Vlastní tíha pontonu na plochu.

$$f = \rho * h = 400 * 1,8 = 720 \text{ kg/m}^2 \cong 7,2 \text{ kN/m}^2$$

Následujícími výpočty bylo zjištěno, že předběžná výška je menší než maximální ponor a z toho důvodu byla výška pontonu po interpolaci navýšena na h = 1,4 m.

Opravená vlastní tíha pontonu na plochu.

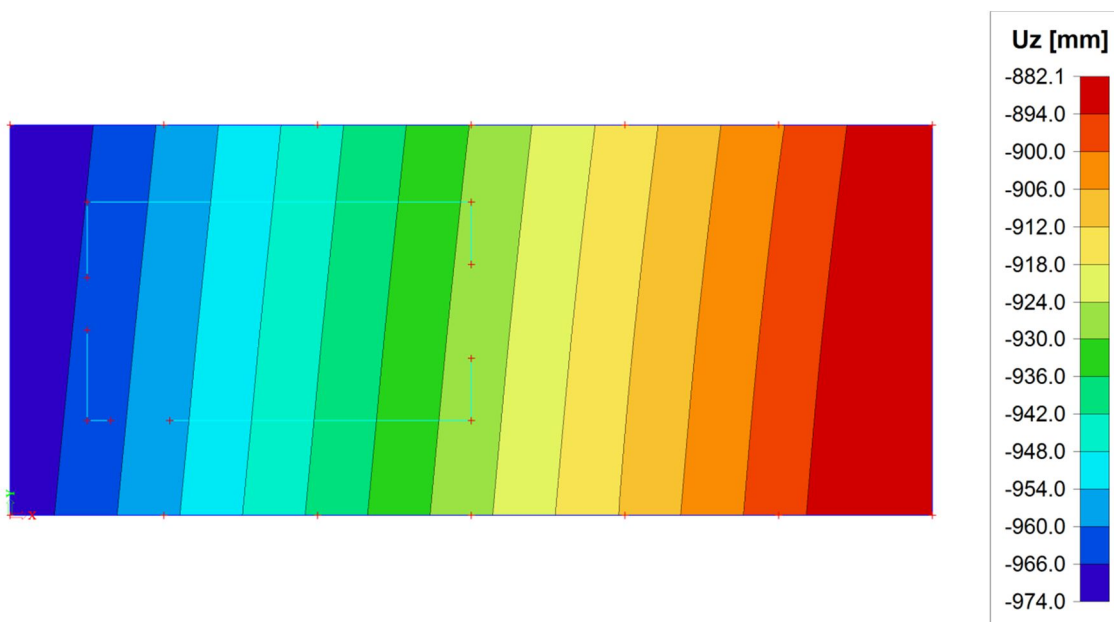
$$f = \rho * h = 400 * 1,4 = 560 \text{ kg/m}^2 \cong 5,6 \text{ kN/m}^2$$

10.4. Posouzení rovnováhy nezatížené konstrukce

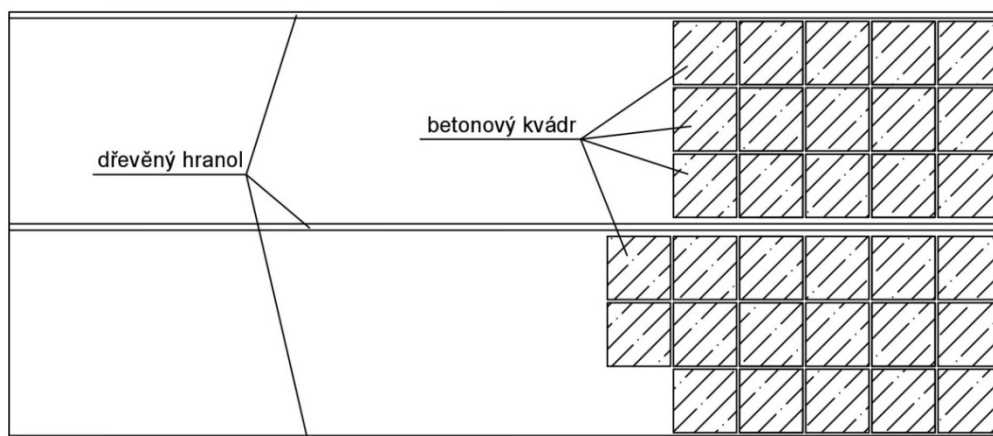
Při posuzování konstrukce zatížené první kombinací pro posouzení stability na vodě, tedy pouze vlastní tíhou a užitným zatížením, bylo zjištěno, že konstrukce není vyvážená (viz Obr. 34). To je způsobeno nerovnoměrným uspořádáním stavebních konstrukcí vrchní stavby, asymetrickým umístěním schodiště i místností v 1NP.

Bylo tedy třeba konstrukci vyvážit a zajistit vodorovnou horní plochu pontonu ve všech směrech při působení stálých zatížení. Pro tento účel bylo zvoleno použití zatěžovacích betonových kvádrů o rozměrech 1,0 m x 1,0 m x 0,3 m, které se uložily na betonové pontony pod CLT panel mezi dřevěné hranoly.

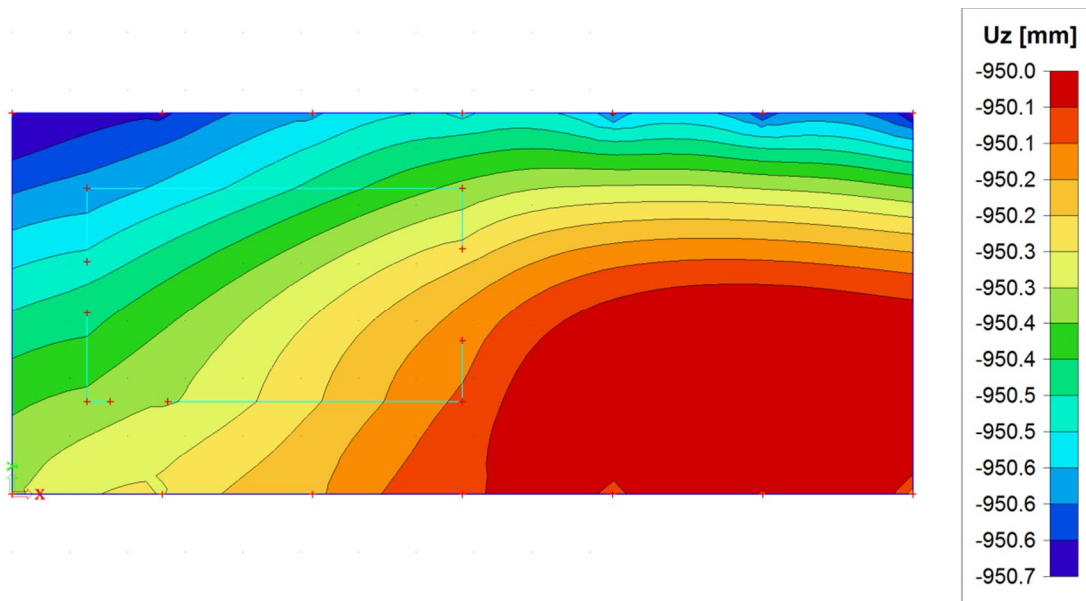
Ideálním rozmístěním kvádrů (viz Obr. 35) bylo dosaženo rozdílu mezi nejnižším a nejvyšším místem menšího než jeden milimetr (viz Obr. 36), což je dostačující.



Obr. 34 Přemístění desky zatížené pouze stálým zatížením bez vyvážení



Obr. 35 Schéma rozmístění zatěžovacích betonových kvádrů

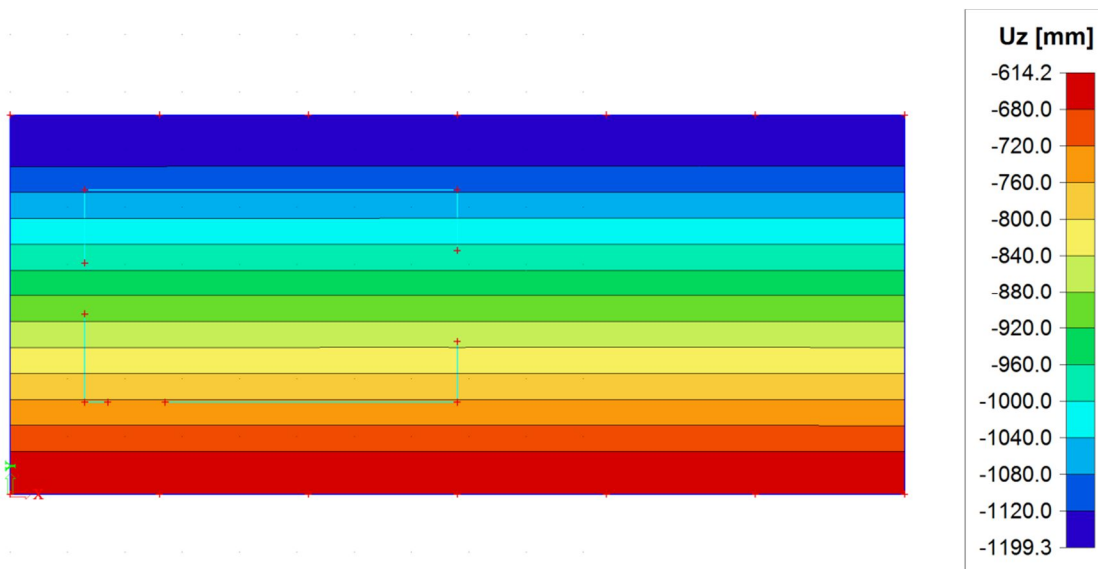


Obr. 36 Přemístění desky zatížené pouze stálým zatížením po vyvážení zatěžovacími betonovými kvádry

10.5. Posouzení maximálního náklonu

Po vypočítání všech kombinací výpočetním modelem bylo zjištěno, že maximální náklon je vyvolán sedmou kombinací zatížení, tedy stálým zatížením v kombinaci s plným působením větru (sáním) v příčném směru.

Náklon byl vypočítán z rozdílných přemístění desky a její šířky (viz Obr. 37).



Obr. 37 Přemístění desky zatížené sedmou kombinací

Rozdíl přemístění

$$x = 1\,199,3 - 614,2 = 585,1 \text{ mm}$$

Šířka desky

$$l = 6,8 \text{ m}$$

Úhel náklonu

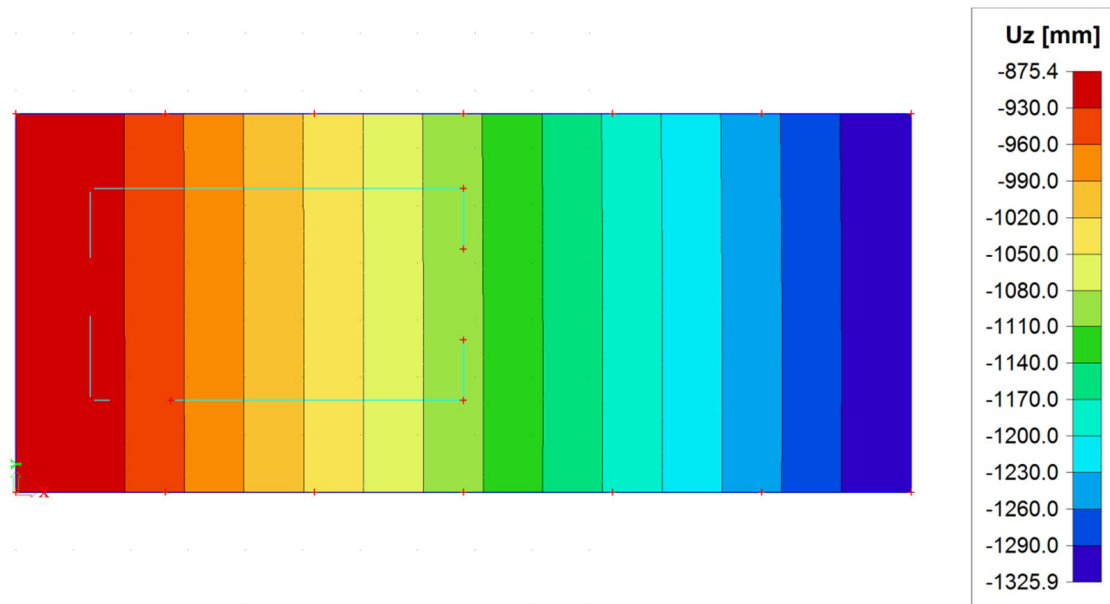
$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{x}{l}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{585,1}{6\,800}\right) = 4,82^\circ$$

$$\alpha = 4,82^\circ < \varphi_{mom} = 12^\circ$$

Konstrukce z hlediska náklonu vyhovuje.

10.6. Posouzení maximálního ponoru

Nejhorší kombinace z hlediska maximálního ponoru je čtvrtá kombinace, tedy stálé zatížení v kombinaci s asymetrickým příčným stálým zatížením (viz Obr. 38).



Obr. 38 Přemístění desky zatížené čtvrtou kombinací

Maximální ponoření desky

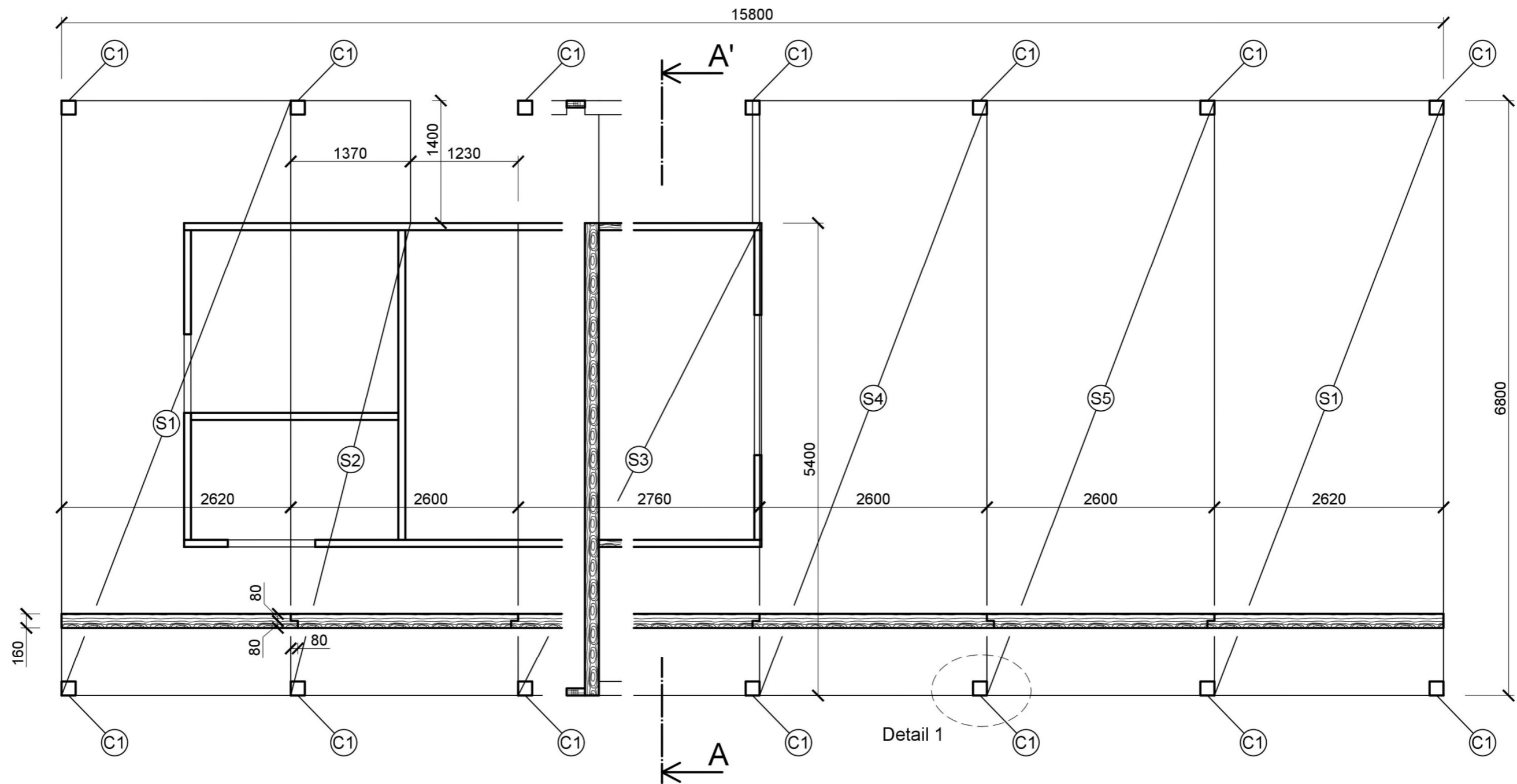
$$x = 1\,325,9 \text{ mm}$$

Výška pontonu

$$h = 1,4 \text{ m}$$

$$x = 1\,325,9 \text{ mm} < h = 1\,400 \text{ mm}$$

Konstrukce z hlediska ponoru vyhovuje.




Stropní desky S1-S5

- CLT 160 L5s
- šířka: 2 600 mm - 2 760 mm
- délka: 6 800 mm - 5 400 mm
- tloušťka: 160 mm

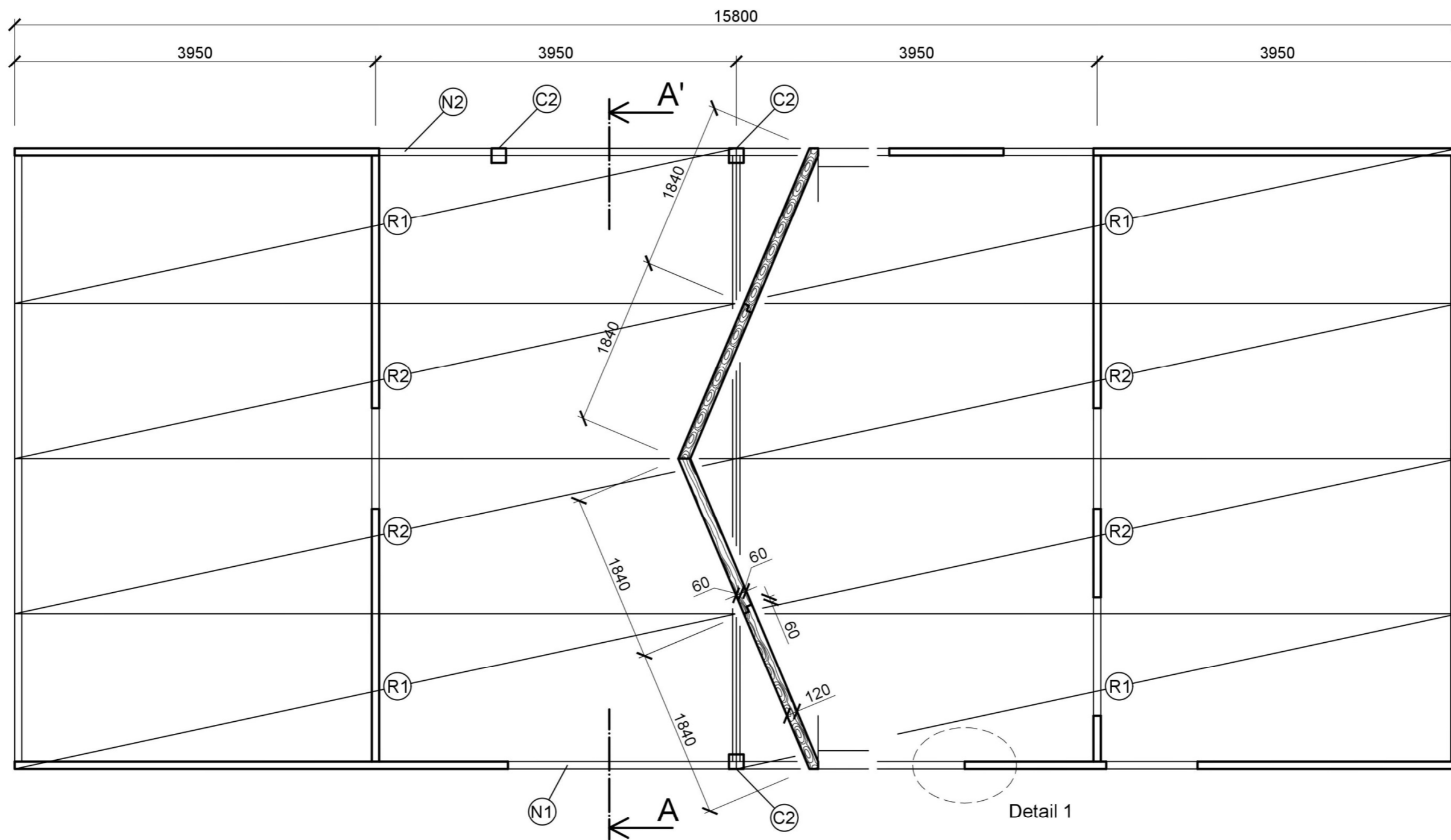
Sloupy C1

- rostlé dřevo C24
- průřez: 160 mm x 160 mm
- výška: 2 800 mm

 rostlé dřevo C24

 CLT panel

Obr. 39 Výkres skladby stropu – měřítko 1:50



Střešní desky R1-R2

- CLT 120 L5s
- rozměry: 1 840 mm x 7 900 mm
- tloušťka: 120 mm

Sloupy C2

- rostlé dřevo C24
- průřez: 160 mm x 160 mm
- výška: 2 400 mm

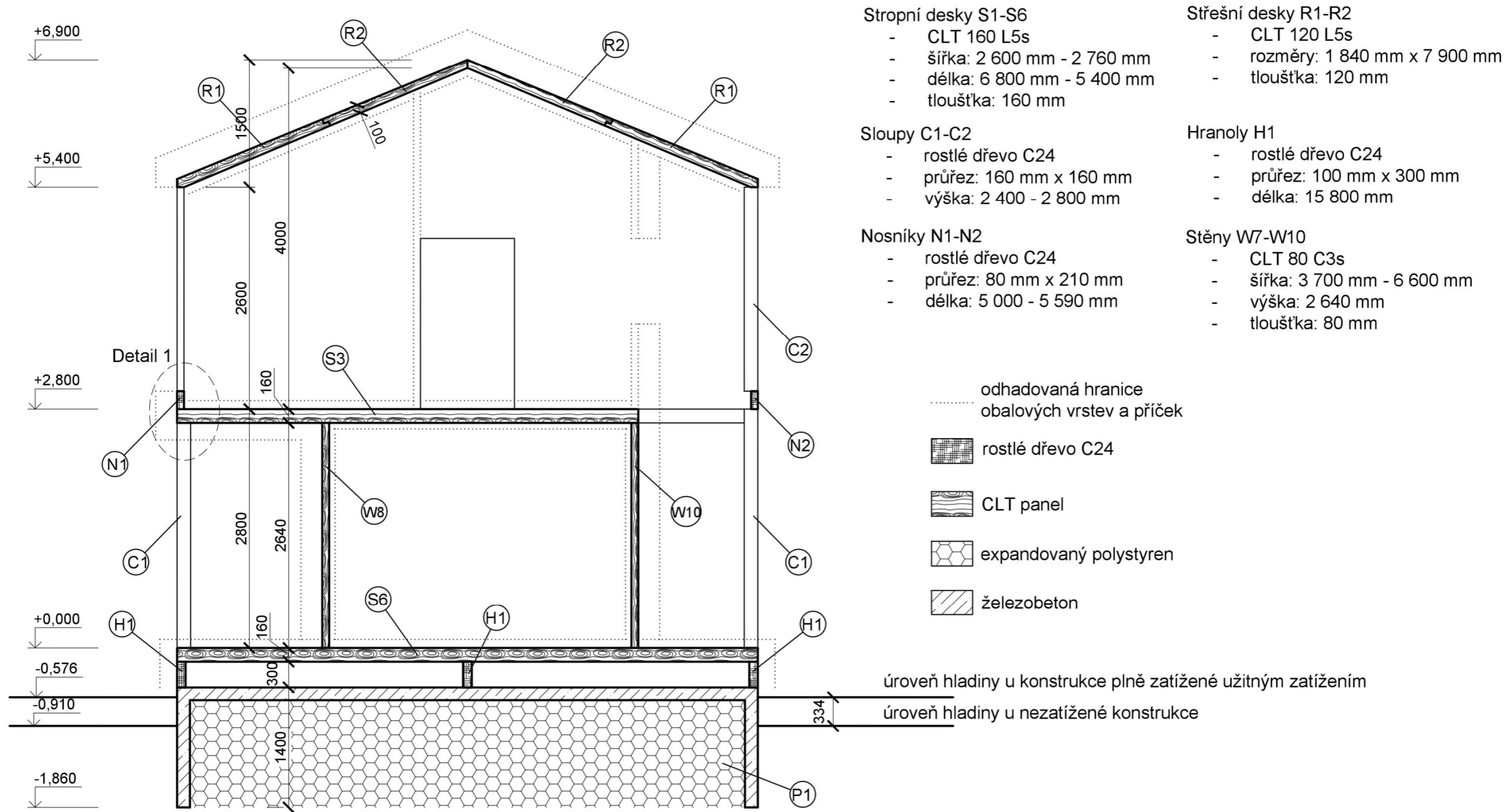
Nosníky N1-N2

- rostlé dřevo C24
- průřez: 80 mm x 210 mm
- délka: 5 000 - 5 590 mm

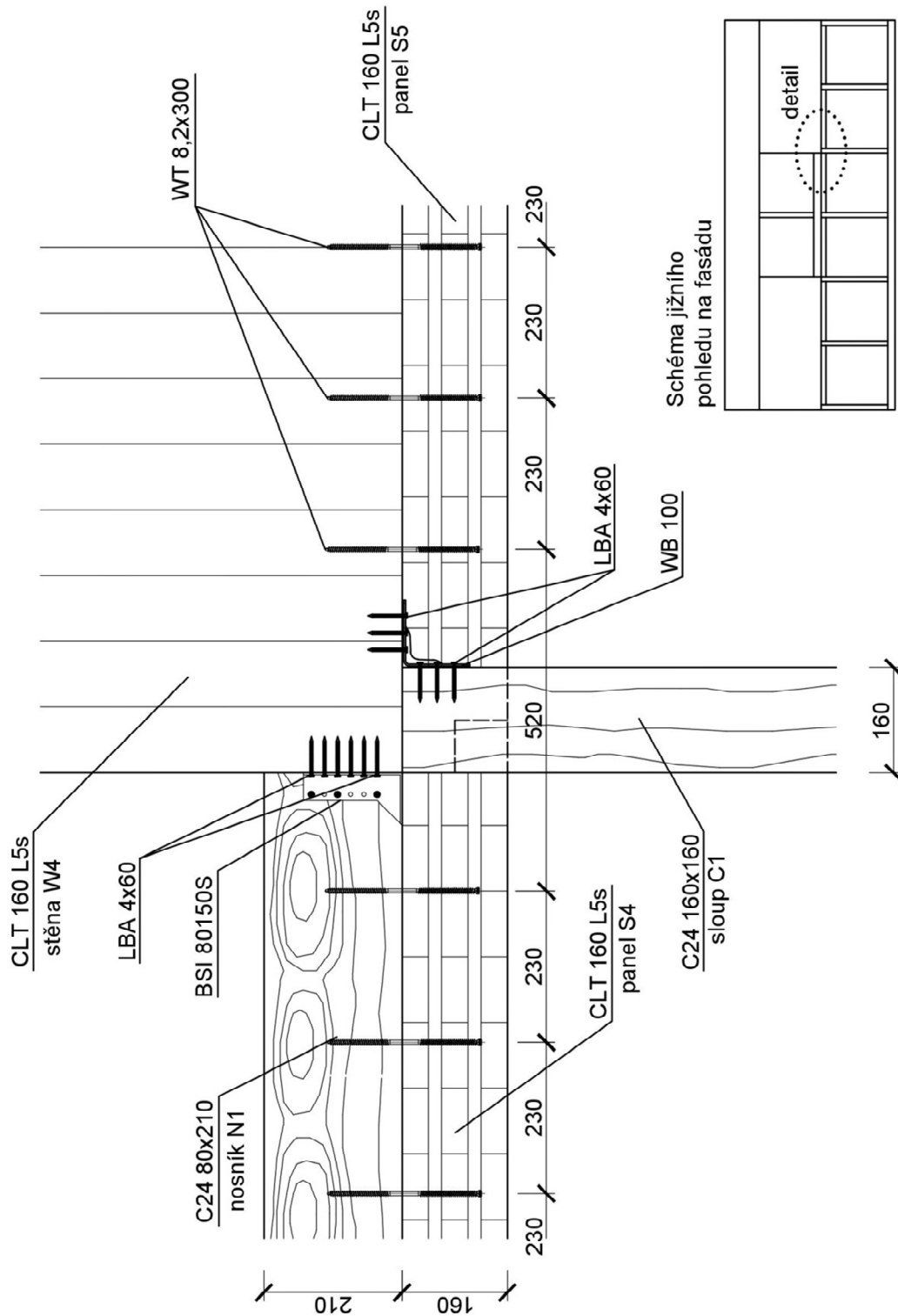
 rostlé dřevo C24

 CLT panel

Obr. 40 Výkres skladby střechy – měřítko 1:50



Obr. 41 Řez A-A' – měřítko 1:50



Obr. 42 Detail 1 – napojení sloupu, stěny, nosníku a stropní desky – měřítko 1:10

11. Závěr

V této práci byla navržena dřevěná konstrukce skládající se z CLT panelů a sloupů z řezného dřeva C24. Byly posouzeny vybrané prvky v souladu s odpovídajícími platnými technickými normami. Dále byl navržen plovoucí systém skládající se z betonových pontonů, které byly následně posouzeny na rovnováhu v klidovém stavu, na maximální náklon a maximální ponor. Celá stavba byla posouzena v souladu s platnou obecně závaznou legislativou týkající se výstavby a provozování plovoucích rekreačních objektů.

Původní návrh obsahoval vestavěný dok pro člun, statickou analýzou však bylo zjištěno, že při použití těžkých CLT panelů a betonových pontonů není možné daný otvor v desce v prvním podlaží realizovat. Znamenalo by to návrh příliš vysokých betonových pontonů pouze po stranách, což by mělo nepříznivé účinky na stabilitu. Styčné plochy pontonů byly současně nadměrně namáhány ohybem i smykem čímž by mohlo dojít k porušení.

Alternativním řešením by mohlo být použití lehčího konstrukčního systému, například systému two by four, který je tvořený subtilními dřevěnými sloupky. Zde by ovšem hrozil, s ohledem na nižší prostorovou tuhost systému, výskyt nežádoucích deformací konstrukce spojený s nepříjemným hlukem. Variantně by bylo rovněž možné použít jiný typ pontonů, například ocelové válcovitého tvaru, které by se umístily po stranách konstrukce. U těchto pontonů by ovšem, z důvodu jejich malé hmotnosti, mohl nastat problém se stabilitou objektu.

Použitá literatura

- [1] Picture 3/13. In: *LINDA & CRAIG'S BIG TRIP* [online]. © 2008 World press.
[vid. 16.5.2016]. Dostupné z:
<https://lindaandcraigbigadventure.wordpress.com/2013/03/28/lake-titicaca-and-the-floating-islands-of-uros/>
- [2] Floating House / MOS Architects. In: *ArchDaily* [online]. © 2008 ArchDaily.
[vid. 1.5.2016]. Dostupné z: <http://www.archdaily.com/10842/floating-house-mos/>
- [3] CLT2. In: *HYBRiD Build Solutions* [online]. © 2013 HYBRiD Build Solutions.
[vid. 15.5.2016]. Dostupné z: <http://hybrid-build.co/solutions/clt/>
- [4] CLT panel. In: *Ramboll* [online]. © 2014 Ramboll [vid. 15.5.2016]
Dostupné z: <http://blog.ramboll.com/timber-tales/2014/10/01/sustainable-economical-architecturally-inspiring-rise-timber-modern-building-material/>
- [5] STORA ENSO [online]. *Stora Enso Wood Products*. © 2015. [vid. 1.5.2016].
Dostupné z: <http://www.clt.info/clt-technical-folder/>
- [6] URALA Timo. Interní zdroj firmy Marinetek. 2016
- [7] Picture 1/2. In: *Marinetek* [online]. © 2015 Marinetek. [vid. 1.5.2016].
Dostupné z: <http://marinetek.net/blog/products/pontoons/all-concrete/>
- [8] MARINETEK [online]. *Marinetek, Villa Pontoons & Marina Equipment*. © 2012.
[vid. 1.5.2016]. Dostupné z: <http://pdf.nauticexpo.com/pdf/marinetek-23242.html>
- [9] Lift of the pontoons. In: *Perebo* [online]. © 2013 Perebo GmbH & Co. KG
[vid. 1.5.2016]. Dostupné z: <http://www.perebo.com/products/steel-pontoons/>
- [10] Picture 6/12. In: *CanDOCK* [online]. © 2014 CanDOCK. [vid. 1.5.2016].
Dostupné z: <http://www.candock.com/gallery/category/recent-projects/>
- [11] *mog* [online]. [vid. 17.5.2016].
Dostupné z: <http://mog.wz.cz/fyzika/1rocnik/kap402.htm>
- [12] M. AUGUSTIN, K. Bell, P. KUKLÍK, A. KUKLÍKOVÁ, A. LOKAJ,
M. PREMROV. *Příručka 2 – Navrhování dřevěných konstrukcí podle Eurokódu 5*
[online]. © autoři, 2008. Dostupné z: <http://fast10.vsb.cz/temtis/documents/>
- [13] ČSN EN 1991-1-1 *Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*.
- [14] ČSN EN 1991-1-3 *Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem*.

- [15] ČSN EN 1991-1-4 *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.*
- [16] ROTHOBLAAS [online]. *Screws for wood.* © 2014. [vid. 5.5.2016].
Dostupné z: <http://www.rothoblaas.com/en/it/catalogues/fastening-systems.html>
- [17] ROTHOBLAAS [online]. *Catalogue Plates.* © 2015. [vid. 5.5.2016].
Dostupné z: <http://www.rothoblaas.com/en/it/catalogues/fastening-systems.html>
- [18] 223/1995 Sb. *Vyhláška Ministerstva dopravy o způsobilosti plavidel k provozu na vnitrozemských vodních cestách.* Praha: Ministerstvo dopravy, září 1995.
- [19] *Nářízení vlády č. 96/2016 Sb., o rekreačních plavidlech a vodních skútrech.* Praha: ÚNMZ, březen 2016
- [20] *Příručka ke směrnici 94/25/ES o rekreačních plavidlech.* Praha: ÚNMZ, říjen 2014
- [21] *Sněhová mapa* [online]. Český hydrometeorologický ústav. [vid. 20.5.2016].
Dostupné z: <http://www.snehovamapa.cz/>

Seznam obrázků

Obr. 1 Ukázka rákosového ostrůvku na jezeře Titicaca [1].....	10
Obr. 2 Předloha – Řez [2]	11
Obr. 3 Předloha – Půdorys 2NP [2].....	12
Obr. 4 Zrealizovaný plovoucí dům na jezeře Huron v Kanadě [2].....	13
Obr. 5 Schéma konstrukční řešení – Řez – měřítko 1:150	15
Obr. 6 Schéma konstrukční řešení – půdorys – měřítko 1:150.....	16
Obr. 7 Příklad pěti-vrstvého CLT panelu [3].....	17
Obr. 8 Příklad složení pěti-vrstvého CLT panelu [4].....	17
Obr. 9 Tabulka standardních výrobních rozměrů CLT panelů od firmy Stora Enso [5]	18
Obr. 10 Ukázka stavby plovoucí na betonovém pontonu od firmy Marinetek [6]	19
Obr. 11 Příklad betonového pontonu s jádrem z expandovaného polystyrenu [7]	20
Obr. 12 Příklad betonového pontonu z katalogu firmy Marinetek [8].....	21
Obr. 13 Příklad ocelového pontonu od firmy Perebo [9]	21
Obr. 14 Příklad systému plastových pontonu od firmy Xinyi [10].....	22
Obr. 15 Příklad kluzného úchytu ukotveného ke kovové tyči od firmy Marinetek [8] ..	23
Obr. 16 Ukázka kotvení pomocí kovových lan s pružinami od firmy Marinetek [8].....	23
Obr. 17 Příklady působení hydrostatické vztlačové síly [11].....	24
Obr. 18 Rozdělení zatížení větrem na stěnu při příčném směru větru ($\Theta = 0^\circ$)	27
Obr. 19 Rozdělení zatížení větrem na stěnu při podélném směru větru ($\Theta = 90^\circ$).....	28
Obr. 20 Rozdělení zatížení větrem na střeche při příčném směru větru ($\Theta = 0^\circ$)	28
Obr. 21 Rozdělení zatížení větrem na střeche při podélném směru větru ($\Theta = 90^\circ$).....	29
Obr. 22 Model konstrukce v programu SCIA Engineer 15.3	33
Obr. 23 Schéma stropního panelu	34
Obr. 24 Vykreslení okamžitého průhybů v programu SCIA Engineer 15.3	36
Obr. 25 Šroub od firmy Rothoblaas typu WT [16]	37

Obr. 26 Schéma nosníku.....	39
Obr. 27 Kovový spoj od firmy Rothoblaas typu BSIS [17]	41
Obr. 28 Schéma plnostěnného vazníku	42
Obr. 29 Vykreslení normálových sil na sloupech programem SCIA Engineer 15.3	44
Obr. 30 Vykreslení momentů v programu SCIA Engineer 15.3.....	46
Obr. 31 Schéma modelu	49
Obr. 32 Schéma zatížení modelu	49
Obr. 33 Schéma přemístění.....	49
Obr. 34 Přemístění desky zatížené pouze stálým zatížením bez vyvážení.....	51
Obr. 35 Schéma rozmístění zatěžovacích betonových kvádrů	51
Obr. 36 Přemístění desky zatížené pouze stálým zatížením po vyvážení zatěžovacími betonovými kvádry.....	52
Obr. 37 Přemístění desky zatížené sedmou kombinací.....	52
Obr. 38 Přemístění desky zatížené čtvrtou kombinací.....	53
Obr. 39 Výkres skladby stropu – měřítko 1:50.....	54
Obr. 40 Výkres skladby střechy – měřítko 1:50	55
Obr. 41 Řez A-A' – měřítko 1:50	56
Obr. 42 Detail 1 – napojení sloupu, stěny, nosníku a stropní desky – měřítko 1:10	57

Seznam tabulek

Tab. 1 Skladba střechy	25
Tab. 2 Skladba obvodového pláště.....	25
Tab. 3 Skladba stropu.....	25
Tab. 4 Vstupní hodnoty pro výpočet zatížení sněhem	26
Tab. 5 Vstupní hodnoty pro výpočet zatížení větrem	27
Tab. 6 Zatížení větrem - stěna.....	27
Tab. 7 Zatížení větrem - střecha.....	28
Tab. 8 Plošné zatížení stropního panelu	34
Tab. 9 Zatížení jednoho stropního panelu	37
Tab. 10 Rozměry a mechanické vlastnosti šroubu WT 8,2 x 300mm	37
Tab. 11 Liniové zatížení na nosník	39
Tab. 12 Liniové zatížení na vazník	42
Tab. 13 Výpočet celkové váhy konstrukce s užitným zatížením.....	50

Základní použité zkratky a symboly

CLT		cross laminated timber (křížem lepené dřevo)
g_k	[kN/m ²]	stálé zatížení
q_k	[kN/m ²]	užitné zatížení
ZS		zatěžovací stav
γ_M	[-]	součinitel zatížení
σ_m	[MPa]	ohybové napětí
σ_c	[MPa]	tlakové napětí
τ_v	[MPa]	smykové napětí
f_m	[MPa]	ohybová pevnost
f_c	[MPa]	tlaková pevnost
f_v	[MPa]	smyková pevnost
ρ	[kg/m ³]	objemová hmotnost