

Az Odoo tartószerkezetei

A Solar Decathlon Europe 2012 versenyre készült magyar ház elemzése



A dolgozat bemutatását a TÁMOP - 4.2.2.B-10/1--2010-0009 "Új tehetséggondozó programok és kutatások a Műegyetem tudományos műhelyeiben" című program támogatta.

Szerzők:

Kiss Benedek György építészmérnök hallgató (V. évfolyam)

Nagy Tamás Bajnok építészmérnök hallgató (VI. évfolyam)

Salát Zsófia építészmérnök hallgató (V. évfolyam)

Konzulensek:

Dr. Armuth Miklós egyetemi docens, BME Építészmérnöki Kar, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Pintér Imre egyetemi adjunktus, BME Építészmérnöki Kar, Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Tömörítvény

A dolgozatban a Solar Decathlon Europe 2012 versenyen induló Odoo névre keresztelt, megépült ház általunk tervezett tartószerkezetét mutatjuk be, és értékeljük a tervezés, kivitelezés és szállítás tanulságai alapján. A dolgozatban kitérünk arra is, hogy milyen külső körülmények befolyásolták a tartószerkezet tervezésének folyamatát, valamint ismertetjük azt is, hogy a szerkezet tervezése, az épület előregyártása, daruzása, szállítása és madridi összeszerelése során milyen problémák merültek fel, és azokra milyen megoldást találtunk.

Tartalom

1.	Bevezetés.....	5
1.1.	Solar Decathlon	5
1.2.	Az Odooproject	5
1.3.	A tartószerkezeti munkacsoport	6
1.4.	Az Odoó ház rövid leírása	6
2.	Tartószerkezet-tervezés	8
2.1.	Műszaki ismertető	8
2.2.	A szerkezettervezés előzményei.....	9
2.2.1.	A verseny által támasztott követelmények.....	9
2.2.2.	Az építészeti koncepció.....	9
2.3.	A tervezés folyamata.....	10
2.3.1.	Az összeszerelés módja.....	10
2.3.2.	A ház felosztása.....	10
2.3.3.	Tartószerkezeti modell- és anyagválasztás.....	11
2.3.4.	Daruzási koncepció és emelési pontok.....	14
2.3.5.	Szponzorok.....	14
2.3.6.	A szakágak befolyása	14
3.	A nem szokványos szerkezetek bemutatása	15
3.1.	Merevítés.....	15
3.1.1.	A végleges merevítés	15
3.1.2.	Ideiglenes merevítés	17
3.2.	Gyűrűs kapcsolat	23
3.2.1.	Törési kísérletek	23
3.2.2.	Felhasználás	25
3.3.	Árnyékoló ponyva és vonatkozásai.....	26
3.4.	Az emelőhimba	29
3.4.1.	Az emelési koncepció.....	29
3.4.2.	Az emelőhimba konstruálása	31
3.5.	Az emelési pontok szerelvényei	33
3.5.2.	A szétszerelhető emelési pont	33
3.5.3.	A számítás bemutatása	35
3.6.	Alapozás és Purenit	39
3.6.1.	Követelmények.....	39
3.6.2.	Purenit	39

4.	Kivitelezés, a tervezett szerkezet értékelése.....	41
4.1.	Daruzás és emelőhimb.....	41
4.2.	Kényszerkapcsolat.....	42
4.3.	Az aljzatbeton elrepedése.....	44
4.4.	Szállítás közbeni torzulások és ezek korrigálása.....	45
4.5.	A gyűrűs kapcsolat problémái.....	47
5.	Következtetések, összegzés.....	48
5.1.	Előremutató irányelvek	48
5.2.	Innovációk, fejlesztések	48
5.3.	Szakmai fejlődés	49
	Köszönetnyilvánítás	50
	Források.....	51

1. Bevezetés

1.1. Solar Decathlon

A Solar Decathlon az USA-ból induló nemzetközi innovációs verseny, melyet először 2002-ben rendeztek meg. Európában először 2010-ben írtak ki ilyen versenyt Solar Decathlon Europe néven. A versenyen egyetemi csapatok indulhatnak, a feladat pedig egy csak napenergiával (SOLAR) működő ház megtervezése és megépítése.



1. ábra: A 2012-es verseny helyszíne

Az elkészült házat tíz pontozott próbában (DECATHLON) értékelik. Minden alkalommal 20 házat választanak ki a nevezők közül. A 2012-es versenyre a BME első ízben induló csapatát is beválasztották a versenyző 20 csapat közé. A nevezőknek – az első ötlettől a ház felépítéséig – két év áll rendelkezésére, hogy eleget tegyenek a rendkívül bonyolult versenykiírás valamennyi követelményének. A 2012-es verseny döntőjére Madridban került sor (1. ábra).

1.2. Az Odooproject

A BME csapata 2010 júliusában alakult meg hallgatói kezdeményezésre és hamarosan oktatói támogatást kapott. A csapat az Odooproject nevet választotta, a házat pedig, melyet tervezni kezdtek, Odoo-nak keresztelték el, ami a magyar odú szó angol fonetikával leírt változata.

Először csak 10 hallgatóból állt az Odooproject csapata, de a két év folyamán a létszám felduzzadt. 2012 szeptemberére már több mint 60 hallgató dolgozott együtt, akik a BME hét különböző karán tanulnak. A hallgatók mellett a projekt létrejöttét tanári konzulensek is segítették. A teljes csapat látható a 2. ábrán.



2. ábra: Az Odooproject teljes csapata

A versenyen elért eredmények:

- összesített 6. hely,
- 2. hely a „Mérnöki és szerkezeti megoldások” próbán,
- 2. hely a „Belső komfort” próbán,
- 3. hely az „Energiahatékonyság” próbán,
- dicséret a „Fenntarthatóság” próbán,
- dicséret a „Belsőépítészet” versenyen kívüli próbán,
- dicséret a „Mesterséges világítás” versenyen kívüli próbán.

1.3. A tartószerkezeti munkacsoport



3. ábra: A tartószerkezeti munkacsoport

A tartószerkezeti munkacsoport (3. ábra) 2011 szeptemberében alakult meg négy építészhallgatóból (Kiss Benedek György, Nagy Tamás Bajnok, Salát Zsófia, Szalay Dávid), majd 2012 januárjában még egy építészhallgatóval (Bukta Katalin) bővült. A munkacsoport konzulense Dr. Armuth Miklós egyetemi docens volt. A mi munkánk kezdetére a ház mérete és építészeti tömege már kialakult, a tartószerkezet néhány alapvető kérdését az építésztervezők már megválasztották. A versenyszabályzat és az építészeti döntések miatt komoly korlátok között kellett mozogni a csoportunknak, és sok kompromisszumot kellett kötnünk.

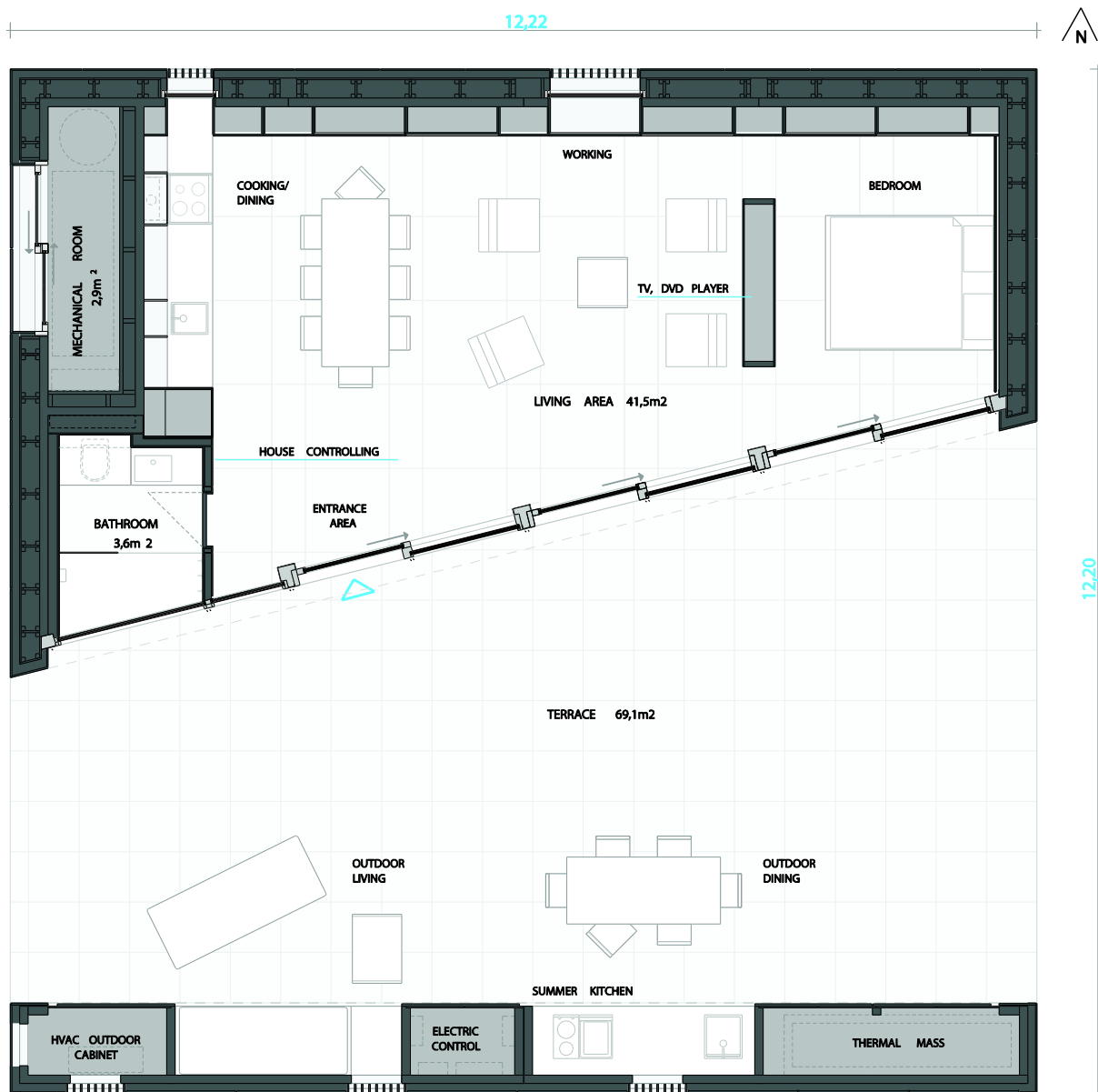
1.4. Az Odoo ház rövid leírása

A verseny célkitűzése hogy a fenntartható életformát és a megújuló energiákat népszerűsítse. Ez a célja az Odoo-nak is. A földszintes, lakóház funkciójú épület egy 45 nm-es kondicionált térből, egy hasonló méretű teraszról és egy nyári falnak nevezett különálló tömegből áll (4. és 5. ábra). A trapéz alaprajzú ház teteje alacsony hajlásszögű és a terasz felé lejt. Három oldalról zárt fala, a terasz felől üveghomlokzata van. A belső tér – a fürdőszobát leszámítva – osztatlan.



4. ábra: A felépített ház Madridban

Az épület tömegén belül a gépészeti berendezések külön kis helyiségben találhatóak. A nyári falban – a további gépészeti és elektromos helyiségek mellett – nyári konyha és egy pihenőtér kapott helyet. A terasz felett egy közel vízszintes síkú ponyva biztosítja az árnyékolást. A nyári fal külső, déli részén és a ház tetején napelemek találhatóak, melyek a ház éves energiafogyasztásának nagyjából háromszorosát termelik meg.



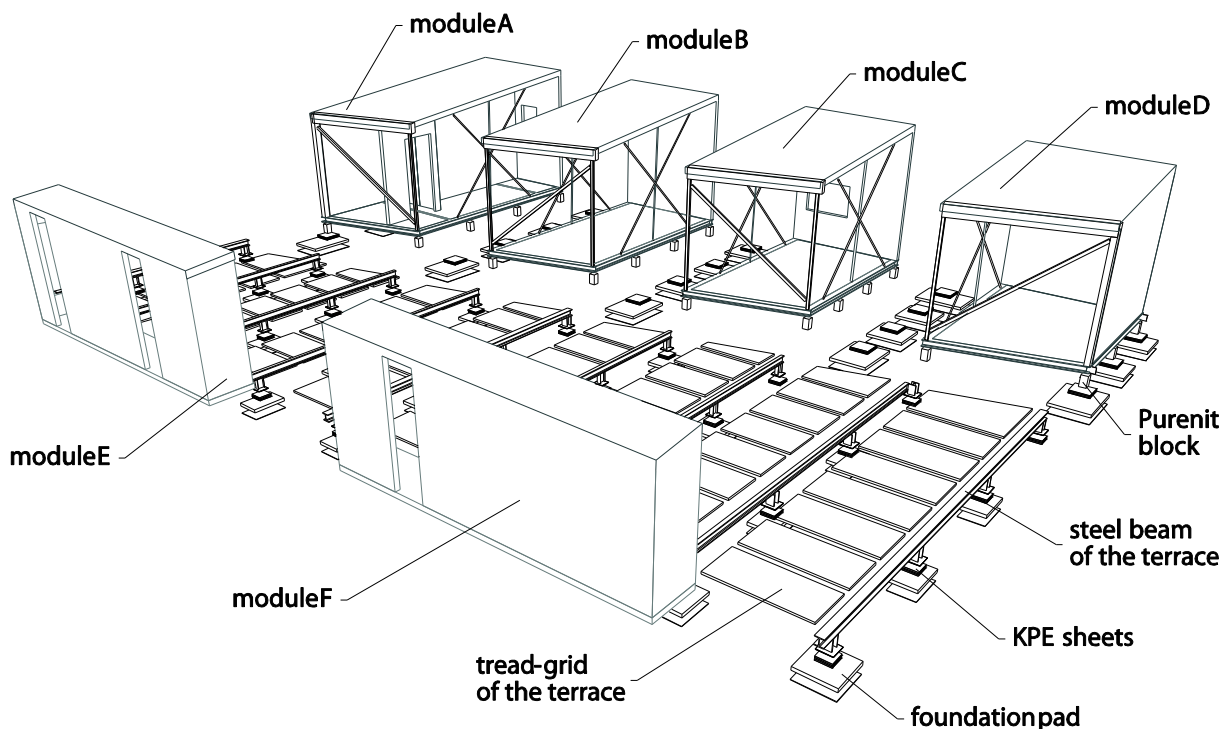
5. ábra: Építészalaprész [1] (pp 21 AR-021)

2. Tartószerkezet-tervezés

Ebben a fejezetben ismertetjük az elkészült szerkezetet, majd pedig a tervezési folyamat meghatározó lépéseit, a tervezést legjobban befolyásoló tényezőket.

2.1. Műszaki ismertető

Az Odoo tartószerkezete három fő egységre tagolódik: a belső teret határoló házra, a teraszra és a nyári falra (6. ábra). Az alapozást beton járólapokra helyezett 8 mm-es acéllemezek képezik, melyeken a magassági beállítás kemény polietilén lemezekkel lehetséges.



6. ábra: Szerkezeti axonometria

A ház szerkezete négy előregyártott „doboz”-ból épül fel. Az egyes modulok padló szerkezete rétegelt-ragasztott faelemekből készült, melyek peremükön acél gerendákból álló keretbe ülnek bele. Az acél gerendák a terhet Purenit tömbök segítségével továbbítják az alapozás felé. (Ennek jelentőségét, illetve a Purenit jellemzőit a 3.6.2 fejezetben taglaljuk.) A modulok déli oldalán a függőleges tartószerkezetet acél oszlopok képezik. Az „A” modul esetén a nyugati és északi oldalon, a „B” és „C” modulban az északi oldalon, míg a „D” modulban az északi és keleti oldalon rétegelt-ragasztott faelemekből álló fal található. Az „A” modulban egy további belső fal helyezkedik el. A tetőfödém ugyancsak rétegelt-ragasztott faelemekből épül fel, az északi oldalon a falra, míg a déli oldalon az acél oszlopokra helyezett rétegelt-ragasztott fagerendára támaszkodik. Az „A” és „D” modulok esetén a hosszanti oldal mentén elhelyezkedő falak, illetve a belső fal is szerepet játszik a teherhordásban.

Szállítás és daruzás idején az egyes modulok déli oldalán húzást és nyomást is felvenni képes ideiglenes merevítés található, mely az acél oszlopokhoz, illetve a rétegelt-ragasztott faelemekhez csatlakozik (a csatlakozás leírását lásd a 3.1.2 fejezetben). A hosszanti oldalakon

az ideiglenes merevítést acél András-kereszt biztosítja, illetve a földémet egy állítható acéloszlop támasztja alá.

A terasz elsődleges tartószerkezetei az észak-déli tengelyű acél gerendák, melyek a rájuk hegesztett lábakon támaszkodnak az alapozásra. A gerendák között acél taposórács hidalja át. Ugyancsak az acél gerendákra támaszkodik a nyári fal két modulja is. Ezek is rétegelt-ragasztott faelemekből épülnek fel. A terasz feletti árnyékoló anyaga nagysűrűségű polietilén.

Szerkezeti alaprajzok, metszetek és nézetek a III. számú mellékletben ST-011-012, ST-021, ST-101-104, ST-111-112 jelöléssel találhatók.

2.2. A szerkezettervezés előzményei

2.2.1. A verseny által támasztott követelmények

A verseny körülményei, szabályzata, és időtartama alapvetően befolyásolta a tervezési lehetőségeket, ezáltal magát a tervezés menetét is.

Az egyik legmeghatározóbb tényező az volt, hogy a helyszínen 12 nap állt rendelkezésünkre, hogy a házat teljesen működőképesre szereljük, illetve (a három hét működtetés után) 5 nap a szétszerelésre. Ezek egy hagyományos ház építéséhez képest jóval rövidebb időtartamok.

Maga az össze- és szétszerelés ténye is fontos követelmény volt, mivel a ház utóhasznosítása is lényeges kérdés volt, így többször összerakható és szállítható szerkezeteket kellett tervezni. Ez egyrészt azt jelentette, hogy az elemeket valamilyen szinten előre kellett gyártani, valamint a teherbíró kapcsolatokat is úgy kellett megtervezni, hogy azok oldhatóak legyenek. Ugyanilyen megfontolásból az alapozás estében is szempont volt, hogy az visszabontható legyen, és csak a térfelszín felett helyezkedjen el.

2.2.2. Az építészeti koncepció

A szerkezettervezést megelőzte az építészeti koncepció kialakulása. Megszületett a „ház - terasz - nyári fal” ötlet, illetve az épület formája, és hozzávetőleges méretei. Alapvető építészeti döntés volt, hogy a ház a terasz felé nyitott, a másik három irányba zárt homlokzattal rendelkezzen. Ugyanígy adott volt a tető lejtésének iránya is.

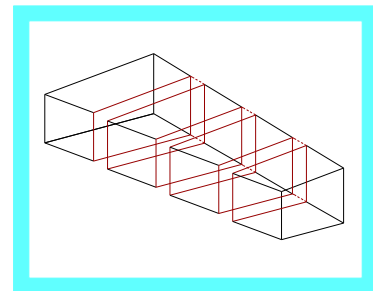
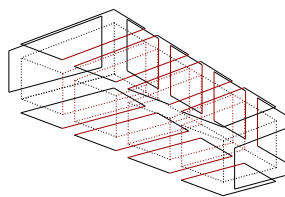
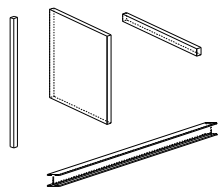
2.3. A tervezés folyamata

Az alábbiakban ismertetjük a ház tartószerkezetét érintő legfontosabb problémaköröket és a meghozott döntéseket.

2.3.1. Az összeszerelés módja

A ház madridi összeszerelésére háromféle variáció merült fel (**7. ábra**):

- teljesen elemekre bontva szállítani és abból a helyszínen összeépíteni,
- paneleket előre gyártani majd azokat a helyszínen összekapcsolni vagy
- dobozszerű modulokat kívül-belül előre gyártani, és azokat csak széleik mentén kapcsolni.



7. ábra: A lehetséges összeszerelési módok

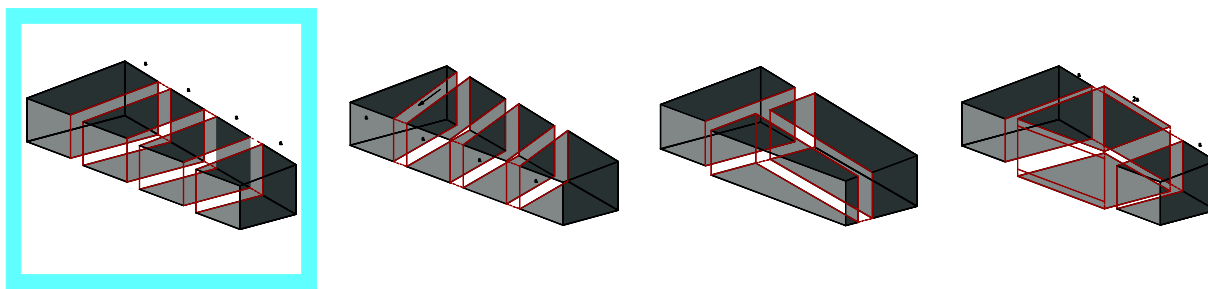
Szállítani minél kisebb elemeket célszerű, hiszen kisebb helyet foglalnak, valamint ha a szerkezetet kis elemekből kell felépíteni, azok akár kézi erővel, vagy targoncával mozgathatók. A dobozszerű modulokhoz azonban autódarura is szükség van.

A rendelkezésre álló rövid idő miatt, mégis a modulos rendszert választottuk, mert így lehetett Magyarországon a legnagyobb mértékben előregyártani a házat, és Madridban a legkevesebb összekapcsolási munkát végezni. Így azonban túlméretes szállítmányként utazott a ház, és komoly feladat volt a kész modulokon lehetővé tenni a daruzás feltételeit. Ez határozta meg a modulokkal szemben támasztott tartószerkezeti követelményeket:

- az egyes modulok önmagukban legyenek alaktartóak,
- viseljék el a szállításból és daruzásból származó dinamikus terheket,
- legyenek elég merevek a csatlakozó szerkezetek védelme érdekében

2.3.2. A ház felosztása

A ház modulokra osztásánál is többféle lehetőséget vizsgáltunk meg (**8. ábra**). Mind építészeti, tartószerkezeti és szállítási szempontból az első bizonyult legjobbnak: a toldások párhuzamosak a ház rövid falaival, merőlegesek a hátsó falra és a szállítandó modulok közel egyforma szélesek.



8. ábra: A modulokra osztás lehetőségei

A modulok szélességét az az építészeti szempont határozta meg, hogy a terasz felőli üveghomlokzat egyenletes osztású legyen. Ez azt jelenti, hogy a belső tér is egyforma széles egységekre van osztva. A szélső modulok külső oldalán a szállítandó építészeti rétegrend jelentős vastagságú: a tartószerkezet és a 22 cm-es cellulóz hőszigetelés miatt 34 cm vastag. Így a két szélső modul szállítási mérete szélesebb a középső moduloknál.

2.3.3. Tartószerkezeti modell- és anyagválasztás

A ház tartószerkezeti anyagának és a statikai modellnek a kiválasztása előtt többféle szerkezeti rendszert gondoltunk végig. Ezeket a rendszereket a következő fő szempontok alapján hasonlítottuk össze:

- a szerkezet merevsége,
- hőhídhatás,
- szerkezeti méretek,
- megmunkálhatóság, alakíthatóság.

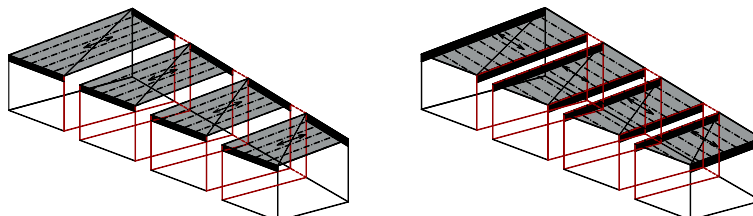
A szerkezet merevsége daruzáskor és szállításkor, a csatlakozó szerkezetek védelme miatt volt fontos. A terasz felőli homlokzat tolóajtó tokjait és a síneket, a padlóban az aljzatbetont a fűtőcsövekkel, a nagy lapméretű kerámia burkolatot és minden beépített bútort meg kellett óvni a legkisebb sérüléstől is.

A közúti úrszelvény és a mélybölcsős kamion magassága kívülről maximalizálta, a szabályzat által előírt belmagasság pedig belülről minimalizálta a ház magassági méreteit. A kettő között a födém rétegrendi elemek anyagát és vastagságát úgy kellett optimalizálni, hogy a mérethatárokba beleférjen a szerkezet. A rétegrend összeállítása a tartószerkezeti és az épületszerkezeti munkacsoport komoly együttműködését és kompromisszumkésztségét igényelte.

A padlófödém statikai modellje optimalizálható volt az alaptetek sűrítésével, a tetőfödém esetében azonban a fesztávok adottak voltak a ház modulokra osztásának koncepciója után. A négy modulnál egyforma szerkezeti megoldásra törekedtünk. A tetőfödém szerkezeti vastagságát a „B” modul alapján méreteztük. Ezt azért tehettük meg, mert állást foglaltunk a legnagyobb modulban helyet kapó belső fal tartószerkezeti szerepe mellett. A későbbiekben ennek megfelelően alakítottuk ki a belső fal és födémek kapcsolatát, valamint ezt figyelembe vettük az alsó födém tervezésénél is. A „B” modul födémének mérete közelítőleg 3m×6m. Az

oldalarányok miatt kétirányban teherhordó szerkezet tervezésére nem volt lehetőség, így kéttámaszú modellt feltételeztünk.

Először gerendás szerkezeteket vizsgáltunk (9. ábra). A hosszú főtartós rendszert elvetettük, mert ez a belső térbe lelógó gerendákat eredményezett volna, melyek építészetileg nemkívánatosak voltak. A rövid főtartós rendszerhasonló magasságú fő- és fióktartókat eredményezett.



9. ábra: A rövid- és hosszúfőtartós modell

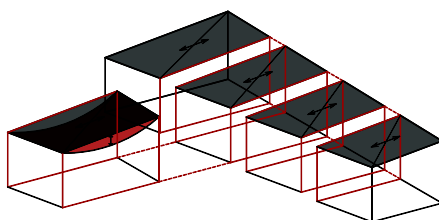
Az oszlop-gerendás rendszert méreteztük acél zártszelvény, fűrészelt négyszögszelvény, rétegelt ragasztott gerenda és Steico I-tartó szerkezeti elemekkel is.

Az acél szerkezet egyértelműen a legkisebb szerkezeti méreteket és a legnagyobb merevséget eredményezte, ezen kívül olyan gyártót is találtunk, aki szponzorált minket. Mindezek ellenére fenntarthatósági megfontolásokból mégis elvetettük ezt a megoldást. A fa mellett szólt az a különleges érv is, hogy ebből az anyagból a hallgatók könnyebben tudnak saját kezükkel építeni és szükség esetén az anyagot megmunkálni.

Szerkezeti magasság szempontjából a rétegelt-ragasztott tartó volt a legkedvezőbb, a fűrészelt szelvény pedig a legolcsóbb és legegyszerűbb megoldás. Ezen elemek esetében azonban az R30-as tűzállósági előírás miatt túl széles keresztmetszetek adódtak, és a rétegrendben nagy hőhidakat képeztek. A hőhidhatás szempontjából az I tartó volt a legkedvezőbb, azonban ez a szerkezet a megengedhető maximális magassági méretekkel az R30-as tűzállósági előírást nem teljesítette.

Az előzőeken kívül az oszlop-gerendás modell alapvető problémája az volt, hogy mivel a modulok tetőfödéme kétirányban is lejt, vagy a gerendák keresztmetszete lett volna trapéz alakú (téglalap helyett), vagy a főtengelyek ferdén helyezkedtek volna el. A fiókgerendák és a főtartók, illetve a főtartók és az oszlopok kapcsolata ugyancsak bonyolult geometriájú volt. Függőleges és vízszintes síkokban ráadásul merevítés beépítésére lett volna szükség.

Az oszlop-gerendás födém alternatívája a táblás rendszer volt (10. ábra).



10. ábra: Táblás rendszerű szerkezet

A fatáblás rendszer pozitív tulajdonságai az oszlop-gerendással szemben:

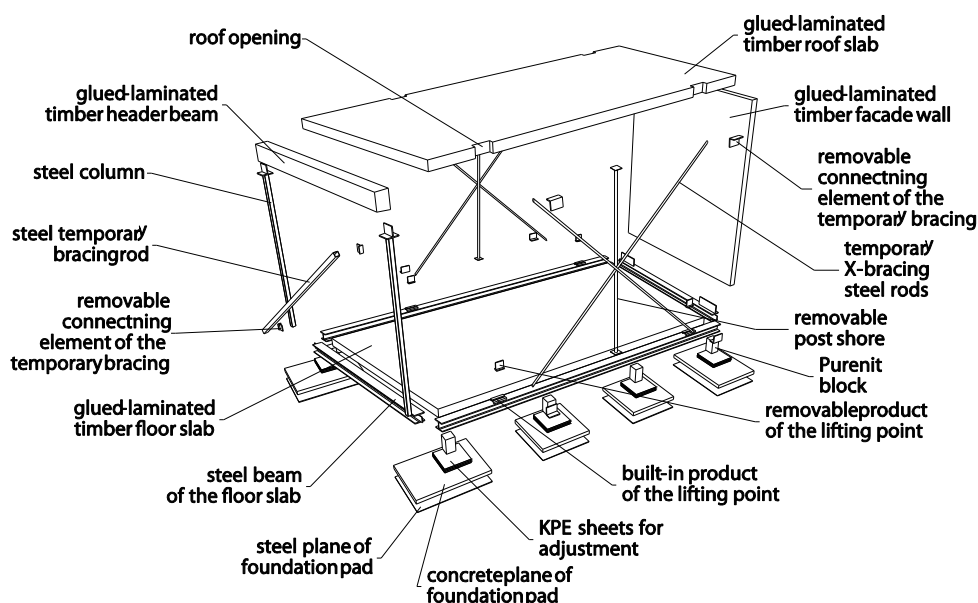
- kisebb szerkezeti vastagság,
- a hőhíd hatás egyszerűbben kezelhető (csak geometriai hőhíd van),
- tárcsaként is figyelembe vehető (falként önmagában merev és az épület merevítésében is részt vesz megfelelő kapcsolati kialakításokkal),
- jobb légzárási lehetőség,
- jobb akusztikai tulajdonság,
- kedvezőbb viselkedés tűz esetén (csak egyoldali beégéssel kell számolni),
- kapcsolódó szerkezetek helyzete szinte indifferenssé válik.

A fatáblás rendszer negatív tulajdonságai az oszlop-gerendással szemben:

- a tartószerkezet tömege nő (szállítás és daruzás),
- nagyobb anyagfelhasználás, ami ellenkezik a fenntarthatósági szemlélettel.

A fentieket mérlegelve a táblás megoldást választottuk. A méretezést BBS (Binder Brett Sperrholz) lemezekre és rétegelt-ragasztott éldeszka táblákra is elvégeztük. Szponzorációs okokból éldeszka táblák alkotják a ház falait és födémeit. A rövid főtartós kéttámaszú tetőfödém esetében a lehajlás, a hosszú főtartós padlólemez esetében pedig a lengés bizonyult mértékadónak. A padló fatáblái köré a szállítás és a daruzás közbeni kellő merevség biztosítása érdekében kerültek az acél I-tartó keretek. Az emelési pontok is az acélgerendákon helyezkednek el, így a pontszerű nagy húzóerő egyszerűbben átadható, mintha a faelemeken lenne a kapcsolat. A terasz felőli homlokzati oszlopok – a szelvényméretek minimalizálása érdekében – acél zárt szelvények.

A ház tartószerkezeti anyaga tehát nagyrészt fa, mely a szállítás és daruzás igénybevételei miatt acél elemekkel van kiegészítve, ahogy az a **11. ábrán** is látható.

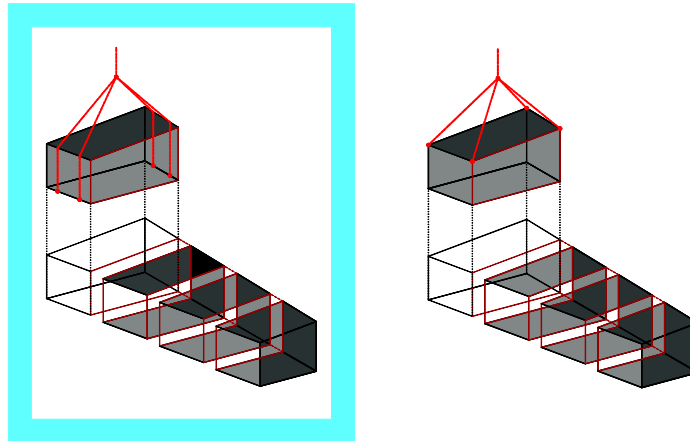


11. ábra: A "B" modul tartószerkezete

2.3.4. Daruzási koncepció és emelési pontok

A kész modulok daruzására, illetve az emelési pontok elhelyezkedésére kétféle ötlet született (12. ábra):

- az emelési pontok a padlófödémekben vannak,
- az emelési pontok a ház tetején találhatók.



12. ábra: Az emelési pontok kialakítása

Az első verzió esetén az emeléshez csupán egy láncfüggesztekre van szükség, és az emelési pontok viszonylag könnyen elérhetőek. A szerkezet erőjátéka viszont jelentősen megváltozik emeléskor (nyomott szerkezetekből húzott lesz, illetve a tetőfödém síkjában is kialakul nyomás a függesztek láncainak iránya miatt). Ez megnehezíti elsősorban a modulon belüli kapcsolatok kialakítását, és indokolatlan túlméretezéshez is vezethet.

A második esetben, ha az emelési pont a padlófödémekben van, az épület szerkezetére ható terhek hasonlóak, mint végleges állapotban. Ezen megoldás hátrányai viszont, hogy bonyolultabb az emelési szerkezetek kialakítása, valamint a modulok súlypontja az emelési pontok fölé kerül, és ezért fennáll a kiborulás veszélye (ld. 3.4.1. fejezet). Mindezeket mérlegelve a második megoldást választottuk.

2.3.5. Szponzorok

A verseny jellegéből adódik az is, hogy a csapatok a saját házuk tervezését és építését jórészt maguk finanszírozzák. Ez azt jelenti, hogy a feladat része szponzorok, támogatók megnyerése is. Ez nagy befolyással volt a tartószerkezet-tervezésre, mivel azokból a szerkezeti anyagokból lehetett elsősorban építeni, amelyekre megfelelő támogatót talált a csapat.

2.3.6. A szakágak befolyása

Az egész tervezési folyamat során folyamatos egyeztetésekre volt szükség a többi munkacsoporttal is. Az ő szempontjaik, kéréseik és javaslataik tartószerkezeti következményeit minden esetben megvizsgáltuk. Ezek az egyeztetések sok esetben egyes elemek újragondolásához vezettek, és végül fokozatos közelítéssel sikerült megtalálni a mindegyik munkacsoportnak megfelelő megoldást.

3. A nem szokványos szerkezetek bemutatása

A következő alfejezetekben azokról a fentebb említett szerkezetekről számolunk be részletesebben, melyek egy „hagyományos lakóépület” esetében nem jellemzőek. Ezen szerkezetek főleg az emelés és szállítás során kialakuló ideiglenes tervezési helyzetekben használatosak, illetve az össze- és szétszerelhetőség és a felszín feletti alapozás témakörét érintik.

3.1. Merevítés

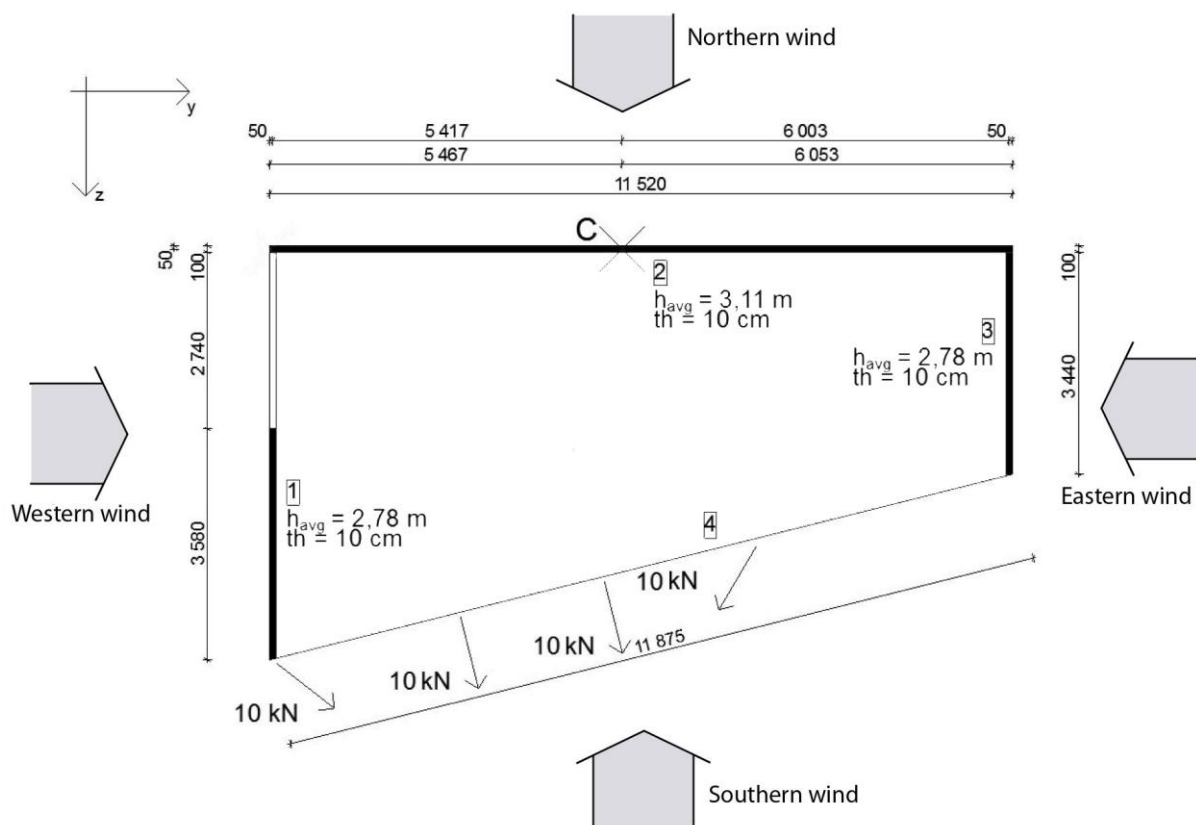
Az Odoo esetében kétfajta merevítésről beszélhetünk:

- Végleges merevítés
- Ideiglenes merevítés

A komplex követelményrendszer indokolja a két rendszer szükségességét. Az ideiglenes merevítés a szállítás és a daruzás során létfontosságú, de a modulok összeszerelésekor is használható geometriai beállításra. A végleges merevítőrendszer a ház összeszerelt állapotában képes a vízszintes terhek felvételére (szélteher, árnyékoló terhei, földrengésteher). A két rendszer között van átfedés, hiszen a végleges rendszer elemeit kihasználtuk ideiglenes célokra is.

3.1.1. A végleges merevítés

A végleges merevítőrendszert a ház külső tartófalai és a födémek alkotják. A tetőfödém összeszerelt állapotban egyetlen merev tárcsaként tud működni a speciális, általunk fejlesztett gyűrűs kapcsolatoknak köszönhetően, melyekről a 3.2 fejezetben írunk részletesebben. Ez a merev tárcsa veszi fel az árnyékoló pontszerűen átadódó reakcióit és a falak felső részéről átadódó szélterhet. Úgy tekintettük, hogy a falak alsó részéről átadódó szélterhet közvetlenül az alapozás veszi fel, ezért a modulok között nincs összekötve a padlószerkezet. A **13. ábra** a merevítőrendszer geometriáját mutatja be: a falak elhelyezkedését, vastagságát és átlagos magasságát valamint a feszített árnyékoló ponyva reakcióerejét és a különböző irányú szélterheket. A C-vel jelölt csavarási középpontot úgy határoztunk meg, hogy a csatlakozó falakat egymástól függetlennek feltételeztük.



13. ábra: A végleges merevítőrendszer alaprajza

A merevítőrendszer merevségi tulajdonságait, valamint a falakra jutó szélterheket kézi számítással határoztuk meg.

A szélterhek meghatározását [3] alapján végeztük. A [7] előírásai szerint elegendő négy egymásra merőleges irányú szél hatását megvizsgálni. A biztonság javára II. beépítési kategóriára méreteztünk, mert ekkor Madridon belül még nem volt kijelölve a verseny végleges helyszíne. A magyarországi adatokból meghatároztuk a torlónyomást. Az egyes homlokzati falakon a felületi torlónyomás átlagos értékével számoltunk, mely meghatározásához a falak átlagmagasságait használtuk.

Kiszámítottuk az egyes homlokzati síkokra ható szél és árnyékoló terhek eredőjét, majd azt, hogy a merevítőrendszerben ezek az erők milyen nyíró és hajlító igénybevételeket okoznak. A számítás során elhanyagoltuk a belső oldali szélnyomásból származó terheket. A számítás további részletei a II. melléklet 5.2. fejezetében olvashatóak. Az **1. táblázatban** az északi szélből és az árnyékolóból az egyes falakra jutó nyíró és hajlító igénybevételeket mutatjuk be. A **2. táblázat** a teljes rendszerre ható eredő két merőleges komponensét és csavaró hatását tartalmazza.

NORTHERN WIND					
		Wind	Shading	Resultant	
Shear Forces	$V_{z,Ed,wind,1} =$	14,966 kN	$V_{z,Ed,shading,1} =$	18,600 kN	$V_{z,Ed,1} =$ 33,566 kN
	$V_{y,Ed,wind,2} =$	-3,025 kN	$V_{y,Ed,shading,2} =$	6,232 kN	$V_{y,Ed,2} =$ 3,206 kN
	$V_{z,Ed,wind,3} =$	13,509 kN	$V_{z,Ed,shading,3} =$	16,775 kN	$V_{z,Ed,3} =$ 30,284 kN
Bending Moments	$M_{Ed,swind,1} =$	58,472 kNm	$M_{Ed,shading,1} =$	72,668 kNm	$M_{Ed,1} =$ 131,141 kNm
	$M_{Ed,wind,2} =$	-12,479 kNm	$M_{Ed,shading,2} =$	25,705 kNm	$M_{Ed,2} =$ 13,226 kNm
	$M_{Ed,wind,3} =$	50,808 kNm	$M_{Ed,shading,3} =$	63,091 kNm	$M_{Ed,3} =$ 113,898 kNm

1. táblázat: Az egyes merevítőfalak igényvételi északi szél esetén

NORTHERN WIND			
Overall Forces and Moments			
$W_{y,wind,Ed} =$	-3,025 kN	$W_{y,Ed} =$	3,206 kN
$W_{y,shading,Ed} =$	6,232 kN		
$W_{z,wind,Ed} =$	28,432 kN	$W_{z,Ed} =$	64,038 kN
$W_{z,shading,Ed} =$	35,606 kN		
$T_{wind,Ed} =$	24,385 kNm	$T_{Ed} =$	-107,827 kNm
$T_{shading,Ed} =$	-132,213 kNm		

2. táblázat: A teljes merevítőrendszer igénybevételei

Ezekre az igénybevételekre méreteztük a falakat, valamint a falak és a padlószerkezet, a falak és a födém közötti kapcsolatokat is. A padlószerkezet és a falak között a teljes eltoló erőt fel kell vennie a kapcsolatoknak. Ezek a kapcsolatok a fa falba központosan benyúló, az acélgerendákra hegesztett acéllemezekből és M20-8.8 kétszer nyírt metrikus csavarokból állnak. A tetőfödém és a falak kapcsolata 25 cm-enként elhelyezett M8-5.6 facsavarokból áll. A kapcsolatok méretezése a II. melléklet 5.5.3. és 5.5.4. fejezetében, rajzai pedig a III. mellékletben, ST-301-302 jelzéssel találhatók meg.

Földrengésteherre számszerű méretezést nem végeztünk. Gyakorlati tapasztalatok alapján ismert, hogy Magyarországon az egyszintes, acélkapcsolatokkal épült faház esetén a földrengés nem okoz mértékadó igénybevételt. A létesített kapcsolatok nagy energia-disszipációra képesek és kellően hajlékonyak ahhoz, hogy a keletkező alakváltozások ne okozzanak bennük tönkremenetelt.

3.1.2. Ideiglenes merevítés

A választott szerelési technológia miatt a háznak ideiglenes merevítésre volt szüksége. Átlagos házaknál nem szoktak ideiglenes merevítést alkalmazni, így erről kevés előképünk volt tanulmányainkból. Az ideiglenes merevítés kialakítására ezért sok különböző variációt vizsgáltunk meg.

Az acél jól viseli a többszöri összeszerelést és kellő merevségű merevítés alakítható ki belőle, ezért a merevítés anyagának az acélt választottuk. A tervezés során törekedtünk húzott-nyomott rudak alkalmazására, de végül csak a modulok rövidebb, nyitott oldalán helyeztünk

el illet. Ennek oka az volt, hogy számítottunk bizonyos pontatlanságra a faszerkezet gyártása során. A két acél oszlop közötti valós távolságról azonban feltételeztük, hogy jó biztonsággal egyezni fog a tervezett mérettel. Erre a síkra kis kihasználtságú húzott-nyomott acél zártszelvényt terveztünk, hogy a szállítás és daruzás során keletkező deformációt a lehető legkisebb mértékűre redukáljuk. A kis relatív elmozdulás azért volt cél, hogy a közel húzódó párhuzamos síkban elhelyezett különösen deformáció-érzékeny alumínium tolóajtókat megóvjuk a tönkremeneteltől. (**14. és 15. ábra**)



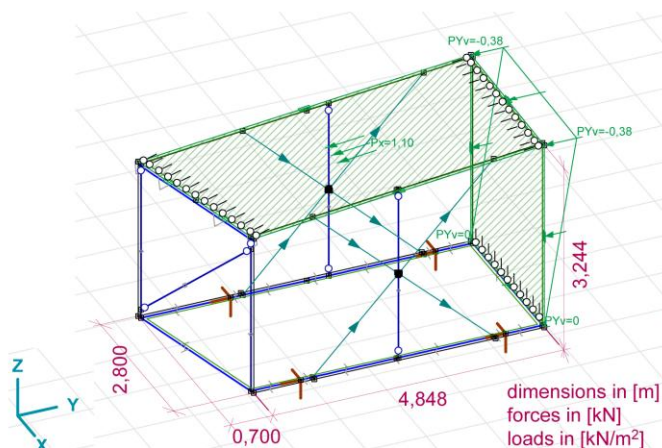
14. ábra: A szerkezet ideiglenes merevítésekkkel



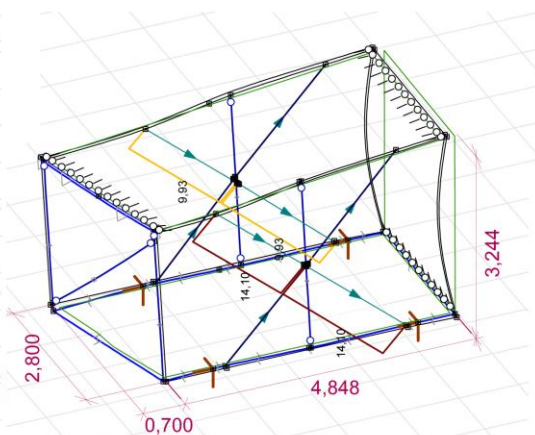
15. ábra: A berendezett ház merevítésekkkel

A modulok hosszabbik oldalain csak húzott rudakból álló András-kereszteket használtunk. Minden rudat ellenmenetes feszítőanyával terveztünk, így hosszuk tetszőlegesen változtatható lett. Azért vetettük el a húzott-nyomott elemek alkalmazását, mert bizonyosak voltunk benne, hogy komoly méretpontatlanság keletkezik majd a szerelés során, amely fix hosszúságú rudak beszerelését problémássá teszi. Az András-kereszteket zsalulábakkal egészítettük ki minden oldal közepén, hogy a födém ne szenvedjen túl nagy mértékű maradó alakváltozásokat az András-keresztek húzó igénybevételéből. A $\phi 30$ -as András-keresztek kihasználtsága csekély volt, hogy az igénybevételből keletkező rúdírányú alakváltozásokat minimálisra csökkentsük.

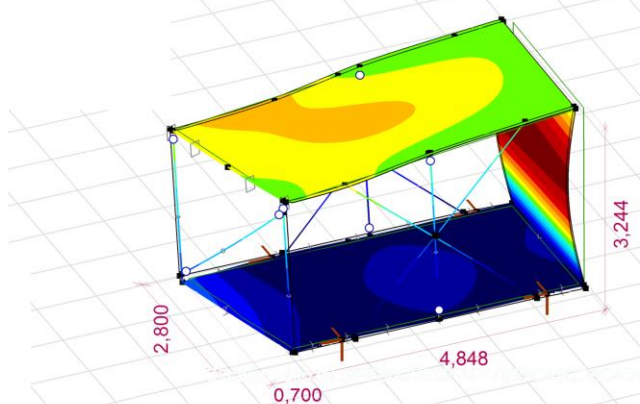
A [2]szabvány szerint tehergépjármű $0,8 \times g$ menetirányú és esetünkben $0,5 \times g$ menetirányra merőleges gyorsulással kell számolni. A merevítőrendszer méretezésekor a csatlakozó szerkezetek védelme miatti használhatósági határállapotok voltak mértékadóak, melyeket az épületszerkezeti tervezőkkel egyeztetve nekünk kellett számszerűsíteni. A méretezéséhez az AxisVM programot használtuk. A **16. ábra** a „B” modul viselkedését mutatja be menetiránnyal párhuzamos fékezésből származó gyorsulás esetén. A **16/a ábrán** a merevítőrendszer modellje és terhe, a **16/b ábrán** az András-keresztek rúdjaiban ébredő normálerők, a **16/c ábrán** a szerkezet eredő elmozdulásai a **16/d ábrán** pedig a fapanelekben ébredő nyomaterkek láthatók.



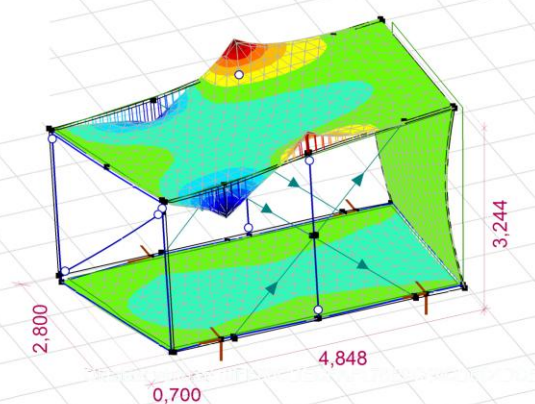
a) merevítő rendszer modellje és a rá ható terhek



b) andráskeresztekben ébredő húzóerő és a szerkezet alakváltozása



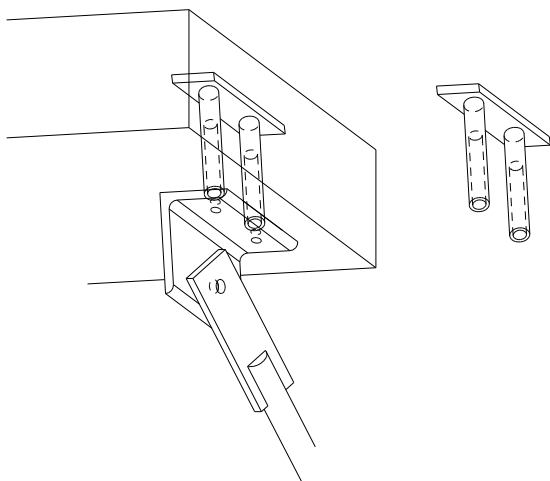
c) a szerkezet elmozdulása



d) a szerkezetben ébredő globális x tengely körüli nyomatékok, és a végelemháló

16. ábra: A végeelemes számítás eredményei

Az ideiglenes merevítések és az állandó szerkezet kapcsolata is megoldandó kérdés volt. Minden kapcsolatot úgy kellett kialakítani, hogy húzást is felvehessen, de közben tetszőleges számú alkalommal sérülés nélkül szét- és összeszerelhető legyen. A kötések ezért metrikus csavarokkal hoztuk létre, melyek tengelyirányban és arra merőlegesen is terheltek. A metrikus csavarok elhelyezése ott, ahol acélhoz kellett kapcsolódni, könnyen megoldható volt. A faanyagba minden rögzítési pontnál beépítettünk egy speciális szerelvényt a csavarok fogadására (17. ábra). A szerelvény egy kisebb acéllemezről és két ráhegesztett, belül menetes csőből áll. A szerelvény átnyúlik a fapanelen, a belső oldalon a menetek hozzáférhetők, a külső oldalon pedig az acéllemez képes átadni a húzást a fára annak roncsolása nélkül. Ezzel a kialakítással a menetes csövek sem tudnak kihúzódní a fapanelből. A kivitelezett kapcsolat látható a 18 ábrán.

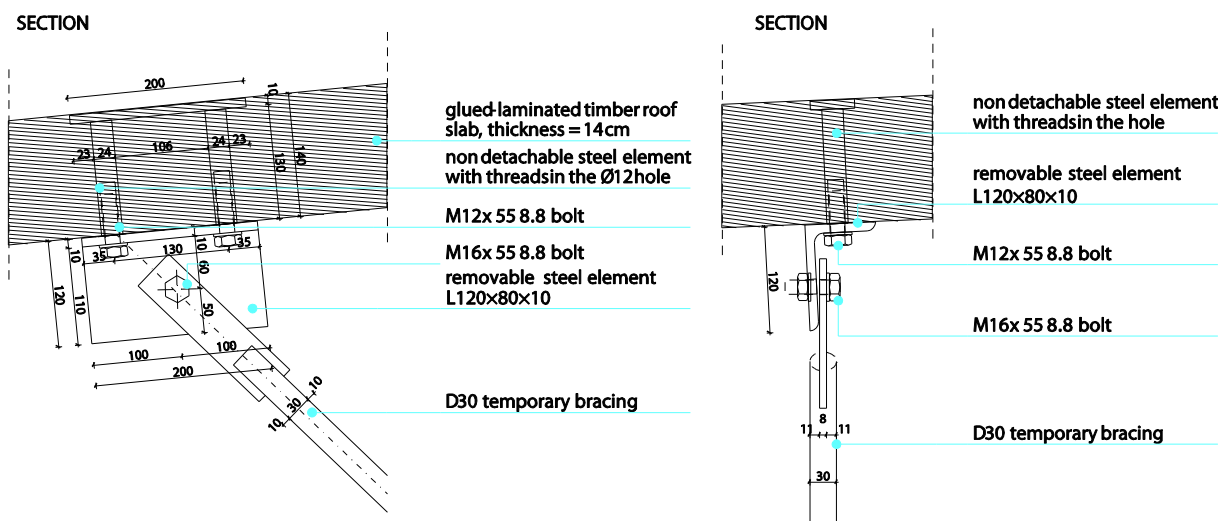


17. ábra: A merevítés szerelvénye a fa födémhez való csatlakozáskor



18. ábra: Az elkészült acél hátlap a falhoz való csatlakozáskor

A következőkben a **17. ábrán** látható csomópont kézi számítással történő méretezéséből mutatunk be részleteket. A számításokat [4] és [5] segítségével végeztük. A csomópont részletrajzai láthatóak a **19. ábrán**.



19. ábra: A merevítés – födém kapcsolat

A vizsgált tönkremeneteli módok:

- a merevítőrúd kapcsolólemezőnek tönkremenetele:
 - a merevítőrúd kapcsolólemezőnek tönkremenetele húzásra
 - a merevítőrúd kapcsolólemezőnek képlékeny törése
 - a rúd és a kapcsolólemez közötti hegesztési varrat törése
- a kapcsolólemez és az L szelvény közötti csavar tönkremenetele
- az L szelvény és a födém szerkezet közötti kapcsolat tönkremenetele
 - az L szelvényt a födémhez kapcsoló csavarok tönkremenetele

- a fa tönkremenetele a hátsó acéllemez helyi nyomására
- a fa tönkremenetele rosttal párhuzamos palástnyomásra
- a persely és a hátlap közötti hegesztési varrat törése
- két acéllap közötti faelem kiszakadása

Ezek közül az L szelvényt a földémhez kapcsoló csavarok tönkremenetelét részletezzük, mert azok nem tiszta igénybevételnek vannak kitéve. A további számítások a II. melléklet 5.12. fejezetében olvashatók.

A **18. ábrán** bal oldalt látható, hogy a merevítés rúdjának tengelye a földém alsó síkját közel az L szelvényt rögzítő csavar tengelyében metszi. Ekkor a teher földémre merőleges komponensének lényegi részét ez a csavar viseli. A biztonság javára való közelítésként ezt a csavart a teljes teherre méretezzük.

A teher földémmel párhuzamos komponense a két csavar között egyenlően oszlik meg, mivel a két csavar földémmel párhuzamos elmozdulása megegyezik.

A csavart „A” és „D” osztályúként is figyelembe kell venni, mivel nyírási, palástnyomási és tengelyirányú igénybevételeknek is ki van téve. A földémmel párhuzamos erőkomponens okozza a nyírást és a palástnyomást, míg a rá merőleges a húzást. A csavart mélyen a menetes furatba hajtjuk, ezért a húzási ellenállását a húzási keresztmetszettel ellenőrizhetjük.

A rúdírányú erőt felbontottuk a tetőföldémmel párhuzamos és arra merőleges komponensekre:

$$F_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\alpha = 41,1^\circ$$

$$F_{E,d,\perp} = F_{E,d} \times \cos \alpha = 31,52 \times 0,754 = +23,77 \text{ kN}$$

$$F_{E,d,\parallel} = F_{E,d} \times \sin \alpha = 31,52 \times 0,657 = +20,71 \text{ kN}$$

A terhelt csavar tengely irányú, azaz a földémre merőleges húzásra történő ellenőrzése:

$$F_{t,R,d} = A_s \times \frac{0,9 f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 0,84 \times \frac{0,9 \times 80}{1,25} = 48,38 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{t,R,d}} = \frac{23,77}{48,38} = 56\%$$

A csavarok tengelyeire merőleges, földémmel párhuzamos nyírást történő ellenőrzése:

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 2 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 1,13}{1,25} = 86,784 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{v,R,d}} = \frac{20,71}{86,784} = 27\%$$

Egyidejűleg húzott és nyírt csavarok esetében a két hatás kölcsönhatását is figyelembe kell venni. A biztonság javára közelítve lineárisan összegezzük a kihasználtságokat.

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{t,R,d}} + \frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{v,R,d}} = 0,56 + 0,27 = 0,83 < 1$$

Tehát a csavar megfelel.

A csavarok tengelyeire merőleges, födémmel párhuzamos palástnyomásra történő ellenőrzése:

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,90 \times 36 \times 1,2 \times 1,0}{1,25} = 155,52 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{3,7}{1,3} - 1,7; 2,5 \right) = \min (6,27; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{3,5}{3 \times 1,3}; \frac{80}{36}; 1,0 \right) = \min (0,90; 2,22; 1,0) = 0,90$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{b,R,d}} = \frac{23,77}{155,52} = 15\%$$

A kapcsolatoknak az utólagos szerelés miatt mindenképpen jól hozzáférhető, de könnyen elrejtendő/feltárható helyen kellett lenniük. Az acél oszlopok oldala megfelelt ennek a követelménynek. A **20. ábrán** látható, hogy modulok nyitott hosszanti oldalain körben, a padló a fal és a tető pereménél 20 cm-es szerelősávokat alakítottunk ki. Ezekben a sávokban a könnyen eltávolítható belső burkolat mögött hozzá lehet férni a tartószerkezethez és az ideiglenes merevítés beszerelhető.

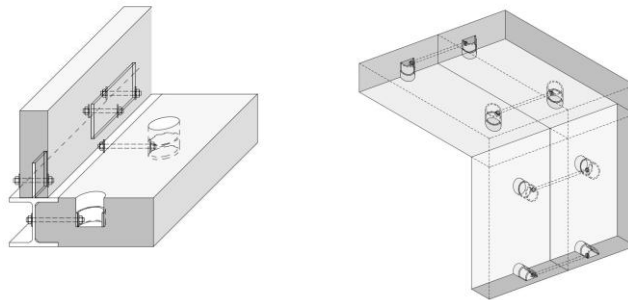


20. ábra: Szerelősáv a modulok toldásánál

További szerkezeti rajzok az ideiglenes merevítésről a III. mellékletben ST-013, ST-105, ST-113, ST-323-326 jelzéssel találhatók.

3.2. Gyűrűs kapcsolat

A gyűrűs kapcsolat egy általunk fejlesztett, egyedi fa-fa, illetve fa-acél kapcsolati elem. A **21. ábrán** látható kapcsolat lényege, hogy a faanyagba – magfúró segítségével – egy 80 mm átmérőjű lyukat mélyítünk be, melybe egy acél gyűrűt helyezünk. Ebbe az acélgyűrűbe fut bele egy menetes szár, mely a kapcsolatot létesíti. A menetes szár a gyűrű belső oldalán csavaranyával és alátétekkel támaszkodik fel. Ez a kapcsolat képes szétosztani az acél menetes szár által közvetített húzó igénybevételt egy nagyobb fa felületen. A kapcsolat elsősorban húzás felvételére alkalmas, de nyíróerőt is át tud adni, továbbá a kapcsolt felületek egymásnak feszülése révén a nyomó igénybevételeket is felveszi.



21. ábra: A gyűrűs kapcsolat axonometrikus rajza

A kapcsolat olyan teherbíró kapcsolat, mely utólag sérülés nélkül szétbontható és összeszerelhető (**22. és 23. ábra**), ezenkívül tűzvédelmileg is előnyös, mert a bemélyítés fadugóval eltakarható, ezáltal az acél védettebbé válik a hőtől.



23. ábra: Fénykép a szét szerelt gyűrűről



22. ábra: Fénykép az összeszerelt gyűrűről

3.2.1. Törési kísérletek

A kapcsolat tervezéséhez szükségünk volt teherbírási adatokra. A BME Anyagvizsgáló Laboratóriumában végeztünk törési kísérleteket (**24. ábra**). A kísérletek elvégzéséhez WPM törőgépet használtunk. Pénzügyi és logisztikai okokból csak a tervezettnél gyengébb anyagokat tudtunk vizsgálni és kevés próbatestet tudtunk készíteni. A kísérlet során minden méret- és anyagminőség-eltérés a biztonság javára történt:

- Tervezett:

Faanyag: GL28H

Acélgyűrű: CHS 77,6×40×5 - S235

Menetes szár: M 12 – 8.8

- Kísérleti:

Faanyag: 75 mm ismeretlen minőségű fűrészelt puhafa (valószínűsíthetően: C20 – C24)

Acélgyűrű: CHS 75,0×40×4 ismeretlen minőségű acél (valószínűleg: S235)

Menetes szár: M 14–4.8

Kétféle mérést végeztünk (ld. I. melléklet):

- Tiszta húzás csavartengely irányban
- Tiszta húzás, ahol a csavartengely 60°-ot zárt be az erőiránnyal (ld. **24. ábra**)

A mérési jegyzőkönyvekből kiderül, hogy az első típusnál használhatósági határállapotban a kapcsolat húzási teherbírása 12kN. Ekkor hallatszott az első reccsenés, de az elmozdulás még nem haladta meg az 1 mm-t. További terhelés hatására a gyűrű általában elkezdett belemélyedni a fába folyamatos recsegés kíséretében. Amikor a törőgép 25 kN-t jelzett, a körgyűrű alakja torzulni kezdett és ellipszis alakot vett fel, melynek nagytengelye a csavar irányába mutatott. Kétféle tönkremenetelt állapítottunk meg a kísérletek folyamán:

- A csavaranya lemarta a menetes szárról a menetet, ez a menetes szár tönkremenetelének számít, illetve
- az ellipszissé torzult acélgyűrű harmada belemélyedett a fába további erő felvétele nélkül, ez elsősorban helyi nyomásra történő tönkremenetel.

Egy olyan harmadik tönkremenetelt vártunk elsősorban a kísérlet végrehajtása előtt, melyre végül csak a kivitelezés során véletlenül került sor (4.5. fejezet). Arra számítottunk, hogy a fatábla majd rostirányban felreped a gyűrű közepe táján, ez rostirányra merőleges húzásra történő tönkremenetelt jelentett volna.



24. ábra: Fotók a kísérletről

A **24. ábrán** látható fényképeken a kapcsolatban elhelyezett menetes szár nem merőleges a kapcsolt elemek közötti felületre, hanem 60° -os szöget zár be azzal. Ekkor még a tervezés és méretezés fázisában jártunk és nem döntöttük el a kapcsolat végleges geometriáját. A leírt kísérleti eredmények olyan geometriájú próbatesthez tartoznak, melyben a menetes szár merőleges volt a kapcsolt felületre és csak csavartengely irányban terheltük a kapcsolatot. A fatábla rostiránya pedig a terhelés irányára merőleges volt.

Az általunk tervezett összes kapcsolatnál a gyűrűk, magasságukhoz és átmérőjükhöz képest viszonylag messze helyezkednek el a fatáblák szélétől, így várható volt, hogy a fa kiszakadása (peremre merőleges nyírási tönkremenetele) nem lesz mértékadó. A palástnyomási tönkremenetel pedig rostirányra merőlegesen hamarabb kell hogy bekövetkezzon, mint rostirányban. Ezért a próbatesteken ennek megfelelően helyeztük el a gyűrűt.

3.2.2. Felhasználás

A tervezés későbbi fázisaiban úgy számoltunk a kapcsolattal, hogy a figyelembe vehető minimális teherbírása 20 kN. Azért ezt az értéket állapítottuk meg, mert az elvégzett kísérlet nagy mértékben a biztonság javára közelített és ekkora erőnél még így sem következett be olyan alakváltozás, ami a későbbi szereléseket lehetetlenné tette volna. Az AxisVM modellekhez a kapcsolat merevségét a mérési adatokból számítottuk, korrekciót nem alkalmaztunk.



25. ábra: A rétegelt-ragasztott fal a gyűrűkkel

A gyűrűs kapcsolatot a következő helyeken és okokból alkalmaztuk:

- Fal- és tetőelemeken belül, hogy a tartószerkezet építéskor történő daruzás megvalósítható legyen (**25. ábra**),
- a padló fapaneljei és az acélgerenda között, hogy az együttdolgozást biztosítsuk (**23. ábra**) és
- a modulok között, hogy a kész modulok együttdolgozását biztosítsuk.

A gyűrűs kapcsolat kiosztási tervei és részletrajzai a III. mellékletben ST-022-023, ST-106-108, ST-114-117, ST-304-306 jelzéssel szerepelnek.

3.3. Árnyékoló ponyva és vonatkozásai

Az **5. ábrán** látható, hogy a terasz egy része fölött, a nyári fal és a ház között egy, a ferde tetősíkkal párhuzamos majdnem sík ponyva feszül. Az árnyékoló közel 30 m^2 területű, a nyári falon 3, a házon 4 ponton van rögzítve.

Feszített ponyva esetében minden pontban a felületre merőleges erővel (szélnyomás és – szívás) a ponyvában ébredő érintőirányú erő azzal párhuzamos komponense tart egyensúlyt. A kis belógású (kis görbületű) közel vízszintes ponyva esetén a peremnél az érintő majdnem derékszöget zár be a teher irányával, így a ponyvában nagyon nagy húzóerők keletkeznek. Ezeknek az erőknek a vízszintes komponensét az épület és a nyári fal merevítő rendszere veszi fel.

Esetünkben a belógás minimalizálása építészeti igény volt. Az árnyékoló anyaga és rendszere a legutolsó pillanatban dönt csak el, így a szerkezetek méretezéséhez többféle lehetőséget vizsgálunk meg.

Az egyik lehetőség szerint a nyári fal és a ház között kb. 1,5 m-enként acél huzalokat feszítettünk volna ki egymással párhuzamosan, és ezeken elhúzzható textil árnyékolók lettek volna. A huzalban ébredő erő kézi számítását mutatja be a **3. táblázat**. A táblázattal az árnyékoló egy kábelében ébredő erő számítható ki a belógás függvényében a ponyva vetületi síkjára merőleges teher esetén. A bemenő adatok, melyek a felső keretezett táblázatban találhatóak, illetve a vastaggal szedett kezdeti belógás, változtathatók. Látható, hogy minél kisebb a ponyva belógása, annál nagyobb a támaszerő vízszintes komponense, így a kötél erő is. Az ilyen tartószerkezeteket csak másodrendű elmélet szerint lehet pontosan méretezni. Kézi számításnál a tapasztalatok szerint a 20. iterációs lépés kellően pontos eredményt ad.

A magyarországi kínálat miatt a versenyen kifeszített ponyva anyaga nagysűrűségű polietilén volt, mely húzóerő hatására nagyon rövid idő alatt erőteljesen nyúlik. Így szél esetén a kifeszített ponyva belógása azonnal megnő és a támasznál ébredő erő a korábban számítottnál jóval kisebb lesz. Ennek az anyagnak azonban a pontos mechanikai paraméterei nem ismertek, ezért méretezéskor a gyártó által használt rögzítő elemek (főlszemek és ellenmenetes feszítők) teherbírását vettük alapul. Így a későbbiekben rögzítési pontonként 10 kN feszítőerővel számoltunk.

A ponyva peremén fellépő vízszintes erők pontszerűen adódnak át a nyári fal és a ház födémeire. A nagy erők fapanelbe való bevezetésére egyedi acél szerelvényeket terveztünk. A tervezés folyamán tekintettel kellett lennünk nem csak a teherbírásra, de a hőhídhatás minimalizálására is, ugyanis a lekötő acélszerelvényt a hőszigetelésen keresztül kellett vezetni.

A ház és a nyári fal merevítőrendszerét a ponyvából adódó vízszintes terhekre is méreteztük. A ház már részletezett merevítőrendszere a széllal egyidejűleg ezt a terhet is fel tudja venni, így itt külön szerkezetek beépítésére nem volt szükség.

Calculation of the shading system

Diameter of the cable (mm):	10
Area of the cable section (mm ²):	78,5
Young's modulus (N/mm ²):	210000
Cable length (m):	6,557
Wind pressure (kN/m ²):	0,45
Factor of safety:	1,5
Drag coefficient:	-0,6
Width of the pane for one cable (m):	0,7
Wind load (kN/m):	0,2835

Iteration step	Deflection (m)	Radial distance (m)	Force in the cable (kN)	Stretch (m)
0	0,010	6,557	152,361	0,0606
1	0,386	6,618	3,947	0,0016
2	0,062	6,559	24,523	0,0098
3	0,155	6,567	9,838	0,0039
4	0,098	6,561	15,532	0,0062
5	0,123	6,563	12,362	0,0049
6	0,110	6,562	13,857	0,0055
7	0,116	6,563	13,088	0,0052
8	0,113	6,562	13,467	0,0054
9	0,115	6,562	13,276	0,0053
10	0,114	6,562	13,371	0,0053
11	0,114	6,562	13,323	0,0053
12	0,114	6,562	13,347	0,0053
13	0,114	6,562	13,335	0,0053
14	0,114	6,562	13,341	0,0053
15	0,114	6,562	13,338	0,0053
16	0,114	6,562	13,340	0,0053
17	0,114	6,562	13,339	0,0053
18	0,114	6,562	13,339	0,0053
19	0,114	6,562	13,339	0,0053
20	0,114	6,562	13,339	0,0053
Final force in the cable (kN):			13,339	

3. táblázat: A ponyva számítási táblázata

A nyári fal hossz tengelyével párhuzamosan jóval merevebb, mint arra merőlegesen. A hossz tengelyre merőleges irányban felborulás és eltolódás ellen terveztünk kapcsolatokat.

A tetőfödém a vízszintes erőt az erővel párhuzamos falakra adja át. Ezeket a falakat eltolódás ellen a terasz felőli oldalukon az acélgerendákhoz rögzítettük. Az acélgerenda két oldalára hegesztett acéllemezek közrefogják a falat. A falakat az acéllemezekén átmenő csavarok rögzítik (26. és 27. ábra).

3.4. Az emelőhimba

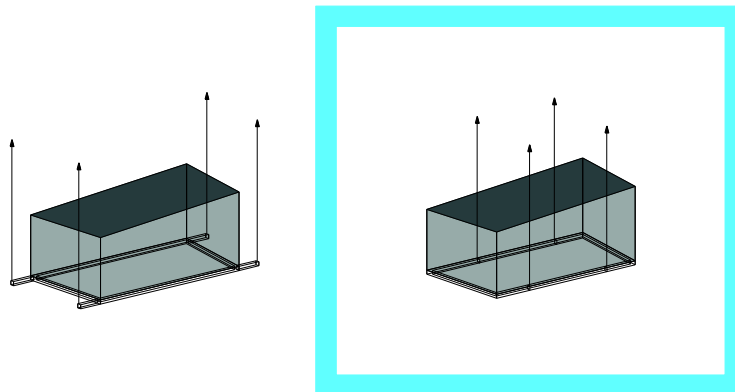
Az emelőhimba fejlődése és végső kialakítása szoros összefüggésben áll az emelési koncepcióval, ezért ezt is bemutatjuk a himba tárgyalása előtt.

3.4.1. Az emelési koncepció

A 2.3.4. bekezdésben leírtuk, hogy állást foglaltunk az alsó földém megfogása mellett. Így különösen fontossá vált a súlypont helye, tekintettel kellett lenni a modulok kiborulásának lehetőségére is. Meghatározó szempont volt továbbá, hogy a modulok alakváltozása a daruzás során a legkisebb legyen és egymás mellé helyezésük se legyen gátolt.

Két lehetőséget vizsgáltunk meg (29. ábra):

- az emelési pontok a modulok rövidebb oldalán, vagy
- az emelési pontok a modulok hosszabbik oldalán találhatók.



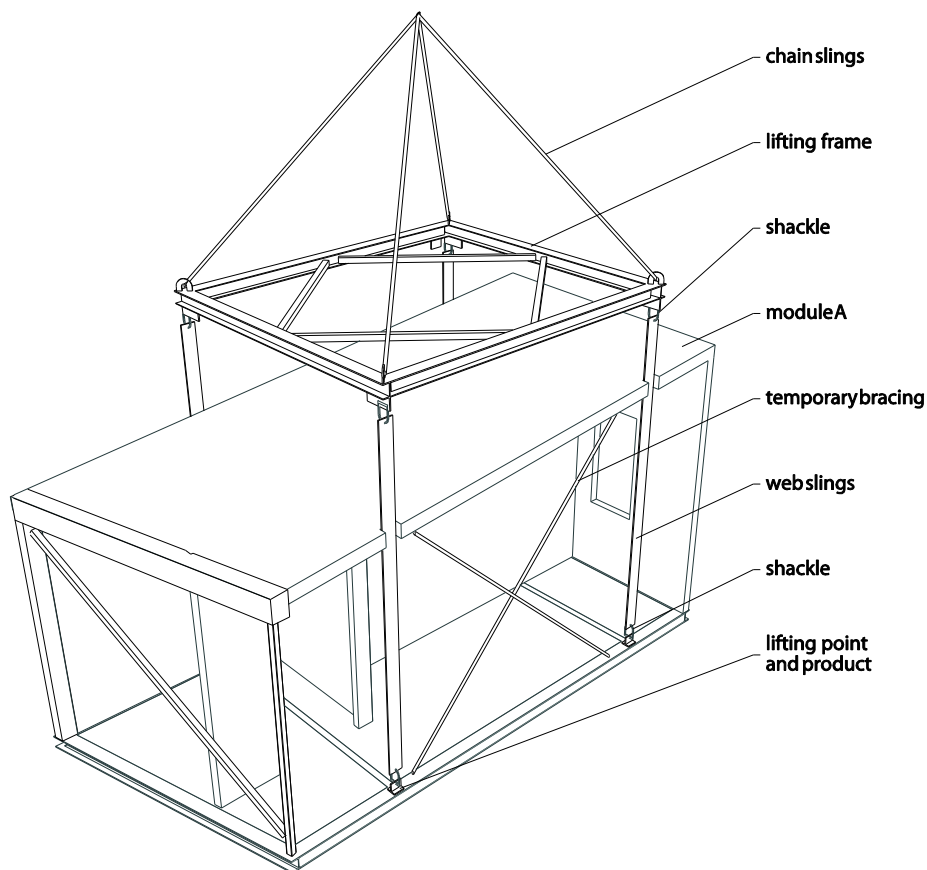
29. ábra: Az emelési pontok elhelyezkedése

A rövidebb oldali megfogás előnye, hogy nem akadályozott a modulok egymás mellé helyezése. Hátránya viszont, hogy külön hajlított elemek szükségesek, hogy a nyílászárók mögött elhelyezkedő tartószerkezethez hozzáférjünk, valamint a padlóban lévő hosszanti acélgerendák kéttámaszú tartóként működnek, így a lehajlásuk lényegesen nagyobb, mint földre helyezett állapotban.

A hosszabbik oldali megfogásnál a hosszanti acélgerendák kéttámaszú konzolos tartóknak tekinthetők, melyek lehajlása a fenti verzióhoz képest jóval kisebb. Az emelési pontok kialakítása azonban itt is problémás. A gerendák oldalról történő megfogása a modulok egymás mellé daruzását akadályozza, a gerendák fölülről történő megfogása esetén pedig biztosítani kell, hogy az emelőheveder az oldalsó falakon és a tetőfödemen át tudjon hatolni. A kedvezőbb statikai modell miatt a hosszabbik oldali megfogás mellett döntöttünk.

A hevederek és a láncfüggeszték közé emelőhimbát terveztünk a vízszintes nyomóerő felvételére. Minden modul súlyeloszlása különbözött, ezért nem lehetett volna biztonsággal hagyományos emelőgerendákat alkalmazni. Emelés során a felfüggesztési pont és a súlypont minden esetben egy közös függőleges egyenesre kerül. Ennek ismerete vezetett az emelési módszerünk kifejlesztéséhez, és végső soron az emelőhimbánk statikai modelljéhez.

A négy különböző méretű és súlyú modul emeléséhez ugyanazt az emelőhimbát akartunk használni. A kiborulás elkerülése végett a lehető legnagyobb himba használata volt előnyös, hiszen ekkor a súlypont távol esik a megfogási pontoktól és az erőkarok megnövekednek. Tehát első közelítésként megkerestük a legkisebb modulba beírható legnagyobb téglalapot. A „pontos” súlyok és elhelyezkedésük megadását követően végeselem-modellben megkerestük a modulok súlypontját. Az előbbi téglalapot úgy helyeztük el az egyes modulokban, hogy a középpontja az adott modul súlypontjához a lehető legközelebb essen. A téglalap sarkaiban helyeztük el az emelési pontokat. Az emelőhimba rúdtengelyeinek vetületei ugyanerre a téglalapra esnek. Az emelőhimba négy sarkához alulról függőlegesen az emelőhevederek kapcsolódnak. Mivel a középső modulok keskenyebbek a szélsőknél, az emelőhimbán kialakítottunk még négy beljebb eső csatlakozó pontot is (a kifelé ferde heveder az egymás mellé helyezéskor gondot okozott volna). A himba sarkaihoz felülről ferdén a 4 ágú láncfüggeszték ágai kapcsolódnak. A láncfüggeszték gyűjtőszeme a láncok hosszának állításával szabadon az aktuális modul súlypontja fölé állítható, így a levegőben a modul vízszintes marad. A **30. ábra** az emelőhimbát az „A” modul mozgatása közben ábrázolja, a **33/a ábrán** pedig látható, hogy a modul súlypontja jelentősen eltér a himba téglalapjának középpontjától keresztirányban. A gyakorlat igazolta elméletünket, ahogy azt a **31. ábra** mutatja.



30. ábra: Axonometria az emelésről



31. ábra: A „B” modul emelése



32. ábra: Az összeszerelt emelőhimba

3.4.2. Az emelőhimba konstruálása

Az emelőhimba konstruálásánál végig cél volt, hogy a szerkezet a lehető legkönnyebb és legkisebb legyen, mert a ház moduljait követő kamion raktere korlátozott. A mi általunk alkotott szerkezet egy vízszintes síkban tartott rácsostartó, melynek rácsrúdjai a csomópontoknál szétszerelhetők. Mivel a szerkezetben alapvetően húzó és nyomó igénybevételek vannak, kis keresztmetszeti méretek is elegendők (HEA140 és SHS60×4), ami végül kis tömeget eredményez (415 kg). A megemelt legnehezebb „A” modul tömege a számítás szerint 12.343 kg volt. Az elkészült szerkezet a **32. ábrán** látható.

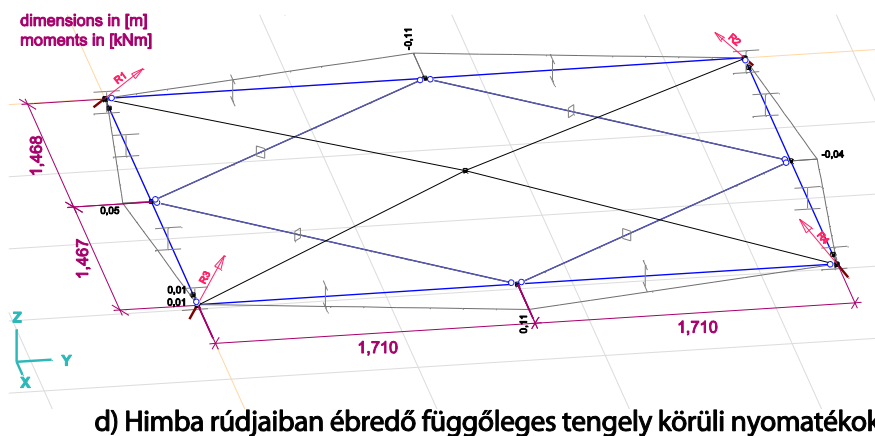
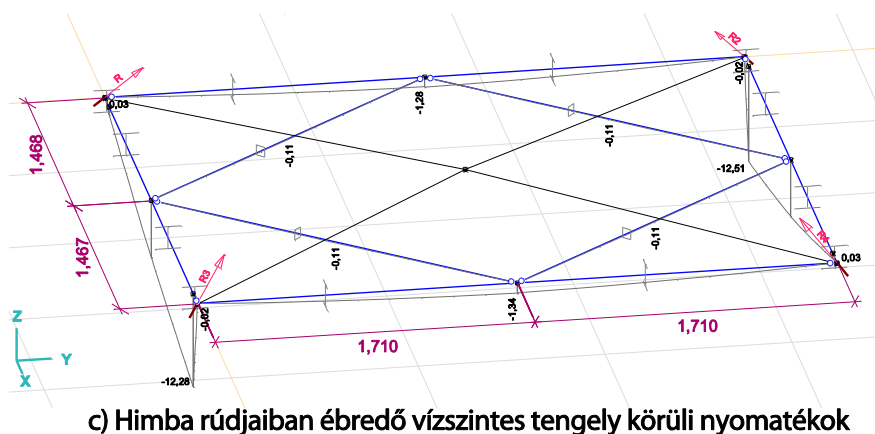
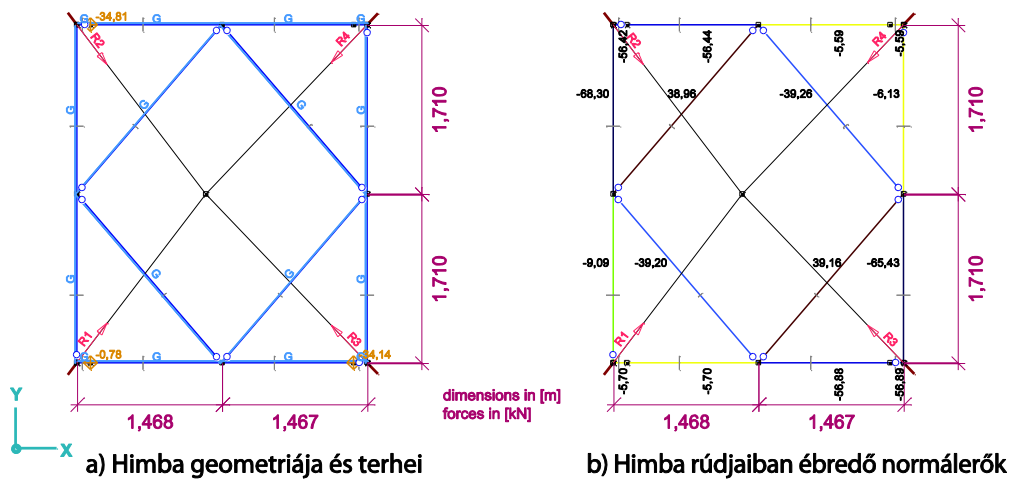
Az emelőhimba méretezésénél a legkedvezőtlenebb eseteket vettük figyelembe. Feltételeztünk olyan esetet is, amikor a négy emelési pontból csak három kap terhet, hiszen egy síkot egyértelműen három pont határoz meg. A számítás szerint ilyenkor a modulok súlyának szinte egésze az átlósan szemben lévő pontokon oszlik szét és csak nagyon kevés teher hárul a harmadik pontra. Ennek oka az volt, hogy a felvett téglalap középpontja igen közel esett a súlyponthoz. Az ilyen teherelrendezésből az emelőhimbában jelentős nyomóerők és oldalirányú nyomatékok léptek fel. Az emelőhimba külső rúdjait ezért kihajlással egyidejű kifordulásra is méretezni kellett, ezért választottunk ide HEA szelvényt.

Konzultációk során megtudtuk, hogy emelési segédszerkezetek tervezésénél az alkalmazott biztonsági tényező értéke általában $\gamma=5$. Az ODOO-hoz tervezett emelőhimba csak ennek a háznak a megemelésére szolgál, melynek terheit nagy pontossággal előre meg tudjuk határozni, ezért az igénybevételek meghatározásakor $\gamma=2,7$ biztonsági tényezőt használtunk.

AxisVM program segítségével modelleztük a szerkezetet. A támaszokat a csatlakozó láncfüggeszték ágainak irányában szerkesztettük meg. Az ágak a gyűjtőszembe futnak össze, melynek helyét a vizsgált modul súlypontja fölé helyeztük. Cél volt, hogy az ágak kb. 45°-ot zárjanak be a vízszintessel.

A **33. ábrán** a „B” modul emelésének azt az esetét mutatjuk be, amikor csak három emelőkötel dolgozik. Az erőket a beljebb eső csatlakozó pontokon helyeztük el. A **33/c** és **33/d ábrákon** látható, hogy ez a teherelrendezés jelentős nyomatékokat okoz a modellben. Ennek egyik oka, hogy a felvett modell nem alkalmas az erőbevezetés és a támasz között

kialakuló bonyolult térbeli feszültségállapot kezelésére. Így a kapott eredmények túlzóak. Az erőbevezetésnél a terhekből jobbra húzó és nyíró igénybevételek keletkeznek melyek a HEA szelvény gerincében adódnak át a felfüggesztési pontra. A biztonság javára azonban erre az esetre is méreteztük a himbát. A számítások a II. melléklet 6. fejezetében olvashatók.



33. ábra: Az emelőhím igénybevételeinek számítása az AxisVM programmal

3.5. Az emelési pontok szerelvényei

Az emelési terhek nagysága miatt egy, a faanyaghoz kapcsolódó emelési szerelvény idővel a fa lokális tönkremenetelét okozta volna. Elsősorban ezért egészítettük ki a fa tartószerkezetet acél segéd szerelvényekkel. A modulok csatlakozásánál az emelési pontok a gerendák felső övéhez központosan kapcsolódnak, fölöttük a tetőfödémbe áttörések készültek. Az „A” és „D” modul külső oldalán az emelőhevedert közvetlenül a gerendán elhelyezkedő fal mellett, a hőszigetelésből kirekesztett csőben vezetjük, és az acél gerendához hegesztett diafragmához csatlakoztatjuk.

3.5.1. A diafragmás emelési pont

A szélső moduloknál a diafragmás emelőpont csavarást okozott a padló szerkezet acélgerendáiban. Mivel HEB szelvényről volt szó, a csavarás gátolt csavarás volt, ez pedig különösen kedvezőtlen igénybevétel a hosszirányú normálfeszültségek növekedése okán. Hogy elkerüljük a HEB gerendák öblösödését, oldalirányú megtámasztást terveztünk ezeknél a pontoknál. A kapcsolódó fa fal és padló szerkezet megtámasztó hatását a biztonság javára elhanyagoltuk. A „D” modulnál a két rövidebb oldali HEB gerenda ellátta ezt a feladatot. Az „A” modulnál a hosszanti HEB gerendára merőlegesen az emelési pontokhoz behegesztett IPE szelvényeket terveztünk abból a megfontolásból, hogy ezek a szelvények hajlítási merevségük révén rögtön tiszta hajlításként felvegyék a diafragma külpontosságából keletkező nyomatókót és az ne okozzon csavarást a HEB gerendán (a keresztgerendák a 29. ábrán láthatók). A tervezett IPE szelvények egyúttal más feladatot is elláttak:

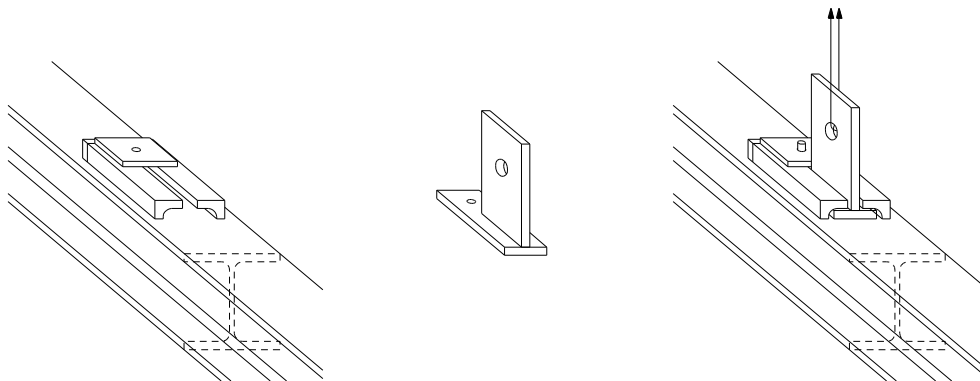
- A hegesztett kapcsolatok merevsége révén csökkentse a HEB keret saját síkjában elszenvedett alakváltozásait.
- Kiváltsák a gépészeti helyiség falának terhét, hogy az ne teljes egészében a kevésbé merev fa padló szerkezetre támaszkodjon. (30. ábra)
- A legnagyobb terhet viselő belső emelési pontoknál belülről megtámasszák a HEB szelvény felső övét keresztirányú hajlítással szemben. (3.5.3. fejezet)

Az emelési pont méretezése a II. melléklet 5.12.4. és 5.12.5. fejezeteiben található.

3.5.2. A szétszerelhető emelési pont

A 34. ábrán látható szétszerelhető szerelvény részei:

- bennmaradó elem,
- kiszerelhető elem.



34. ábra: Az emelési pont kialakításának axonometrikus képe

Az acélgerendák felső övére, a hossz tengelyre szimmetrikusan két „L” alakú profilt hegesztettünk fel, melyeket az egyik végükön egy lemez kapcsol össze. Ebbe a bennmaradó elembe lehet hosszirányban becsúsztatni a kiserelhető elemet.

A kiserelhető elemet két vastagabb acéllemez alkotja, melyeket egymásra merőlegesen vannak összehegesztve. Ehhez kapcsolhatóak az emelőhevederek nagyteherbírási félszemek segítségével. Az elkészült emelési pont a **35. ábrán** látható.



35. ábra: Az összerakott emelési pont, háttérben az ideiglenes merevítéssel

A szétszerelhető emelési pontnak több előnye is van:

- nem akadályozza a modulok egymás mellé helyezését,
- kis magassága okán elfér a tervezett 5 cm-es padló rétegrendben,
- nem tartalmaz tengelyirányban terhelt csavarokat és
- különösen nagy dinamikus terhek felvételére alkalmas, mivel a terhek szinte nyomaték létrehozása nélkül, leginkább nyírással adódnak át.

3.5.3. A számítás bemutatása

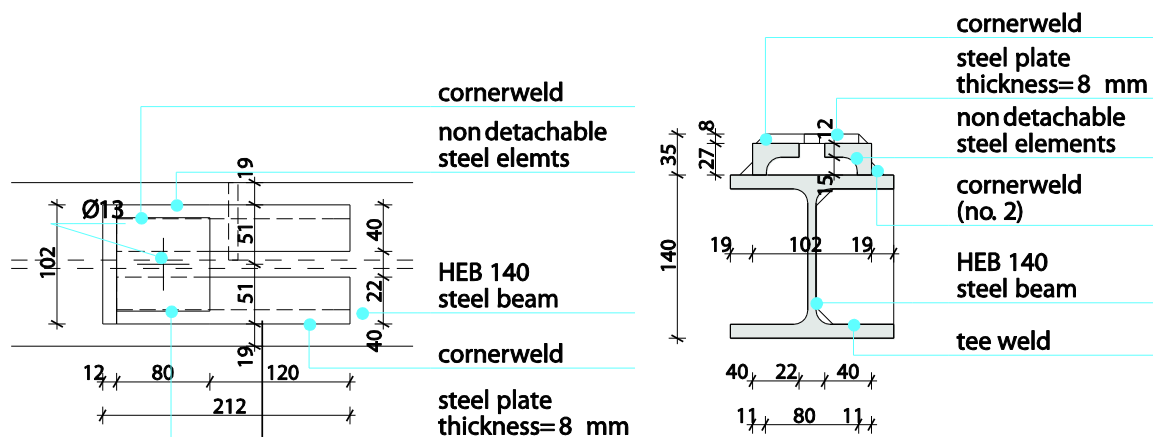
Az emelési pont tervezésekor először a terhek átadódását vizsgáltuk. Szilárdságtani ismereteink szerint az erőbevezetés környezetében bonyolult térbeli feszültségállapot alakul ki. Ezt a jelenséget olyan geometriájú tartószerkezeti elemekre, mint az emelési pont bennmaradó eleme, testmodellezésre is alkalmas végelem-programmal lehet a legjobban vizsgálni. Nekünk ilyen program nem állt rendelkezésünkre, ezért közelítéseket alkalmaztunk. Ezek alapján építettünk végelem-modellt és végeztünk kézi számítást a kapcsolatra.

A kézi számításnál a fellépő dinamikus hatások miatt minden teher tervezési értékét megnöveltük egy dinamikus tényezővel is, melynek értéke $\gamma_{din}=1,4$. Az emelési pont „L” szelvényét törtengelyű konzolnak tekintettük. Ezt a számítási módot csak nagyon durva közelítésre akartuk használni, ugyanis tudtuk, hogy a tartó arányai miatt a Bernoulli-Navier-hipotézis nem érvényes. A kapott alakváltozás és feszültség értékeket fenntartásokkal kezeltük, elsősorban a méretfelvételhez használtuk.

A következő tönkremeneteli módokat vizsgáltuk kézi számítással:

- a "T" elem tönkremenetele húzásra
- képlékeny törés a lyuk mellett
- a lemez nyírási tönkremenetele a lyuk felett
- a „T” elem varratának tönkremenetele
- az „L” szelvény tönkremenetele hajlításra
- az „L” szelvény tönkremenetele nyírásra
- a HEB gerenda tönkremenetele kétszer külpontos nyomásra
- a HEB gerenda tönkremenetele kétirányú nyírásra és gátolt csavarásra
- a HEB gerenda felső övének tönkremenetele keresztirányú hajlításra
- a HEB és IPE gerendák közötti hegesztési varrat tönkremenetele
- az „L” szelvényt a gerendához kapcsoló hegesztési varrat tönkremenetele

A felsoroltak közül az érdekesebbeket részletesen is bemutatjuk a következőkben. A további számítások a II. melléklet 5.13.8. fejezetében találhatók. A **36. ábrán** látható a bennmaradó elem geometriája.



36. ábra: Az emelési pont alaprajza és metszete

Az „L” szelvény tönkremenetele hajlításra

S355 anyagminőség

$\gamma_G=1,15$ biztonsági tényezővel végeztük a számítást, mert nagy biztonsággal ismertük a beépítésre kerülő rétegrendeket, térfogatsúlyokat és termékeket. A teher karakterisztikus és tervezési értéke:

$$F_{E,k} = 52,360 \text{ kN}$$

$$\gamma_G = 1,15$$

$$\gamma_{din} = 1,40$$

$$F_{E,d} = F_{E,k} \times \gamma_G \times \gamma_{din} = 84,300 \text{ kN}$$

Tapasztalati úton tudjuk, hogy a ténylegesen terhelt résznél nagyobb vesz részt a teherviselésben. Acélszerkezetek méretezésnél a szelvényvastagság négyszeresét adhatjuk hozzá a terhelt szélességhez. Így a nyomatéki teherbírás:

$$M_{R,d,el} = \frac{W_{y,el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(12 + 4 \times 1,2) \times 1,2^2}{6} \times \frac{35,5}{1} = 143,136 \text{ kNcm}$$

$$k \cong 2,6 \text{ cm}$$

$$M_{E,d} = F_{E,d} / 2 \times k = 84,300 / 2 \times 2,6 = 109,590 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{109,590}{143,136} = 77\%$$

MEGFELELT

Az „L” szelvény tönkremenetele nyírásra

$$\tau_{E,d} = \frac{V_{E,d} \times S}{I \times t} = \frac{84,300 / 2 \times \frac{12 \times 1,2^2}{8}}{\frac{12 \times 1,2^3}{12} \times 12} = 4,391 \frac{kN}{cm^2} < \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 20,500 \frac{kN}{cm^2}$$
$$\frac{\tau_{E,d}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} = \frac{4,391}{20,500} = 8,7\%$$

MEGFELELT

A HEB gerenda felső övének tönkremenetele keresztirányú hajlításra

Az alakváltozások korlátozása miatt rugalmas számítást alkalmazunk. A hegesztési varrat merevsége révén a teljes vizsgált varrat részt vesz a teherviselésben, ami 200 mm-t jelent. Az acélban az erőátadás szöge igen lapos, ami azt jelenti, hogy a gerinchez érve már 200 mm-nél hosszabb rész fogja egyensúlyozni a nyomatókot. Acélszerkezetek méretezésnél a szelvényvastagság négyszeresét adhatjuk hozzá a terhelt szélességhez. Az emelési szerelvény végére hegesztett lezáró lemez merevíti a felső övet, de a számításban ezt a hatást a biztonság javára elhanyagoljuk.

$$l_{eff} = 20,0 + 2 \times 4 \times 1,2 = 29,6 cm$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,2^2 \times 29,6}{6} \times \frac{23,5}{1} = 166,940 kNcm$$

$$k = 3,8 cm$$

$$M_{y,E,d} = \frac{F_{E,d}}{2} \times k = \frac{84,300}{2} \times 3,8 = 160,170 kNcm$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{160,170}{166,940} = 96\%$$

A nagy kihasználtságra való tekintettel a külső oldalról diafragmát, a belső oldalról csatlakozó IPE szelvényt alkalmaztunk a HEB szelvény öveinek merevítésére.

MEGFELELT

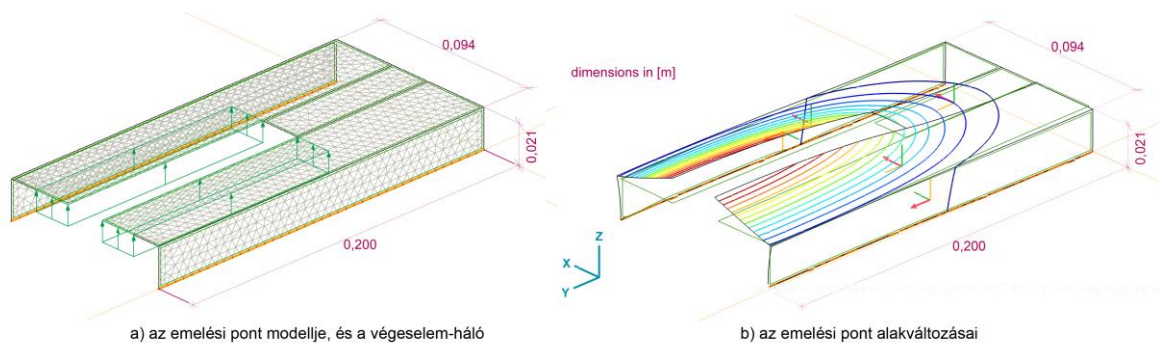
Az „L” szelvény közelítő alakváltozásának ellenőrzés

$$w_{eff} = \frac{F_{E,k} \times l^3}{3 \times E \times I_y} = \frac{\frac{52,360}{2} \times 2,6^3}{3 \times 21000 \times \frac{12 \times 1,2^3}{12}} = 0,004 \text{ cm}$$

$$w_{max} = \frac{l}{125} = \frac{2,6}{125} = 0,021 \text{ cm}$$

$$\frac{w_{eff}}{w_{max}} = \frac{0,004}{0,021} = 19\%$$

A végelem-modellt héj elemekből készítettük az AxisVM programban, ugyanis csak a héj elem alkalmas az általános irányú igénybevételek vizsgálatára. A megtámasztást élmenti térbeli befogásként, a terhet felületen megoszló teherként modelleztük. A szelvény geometriáját a biztonság javára történő közelítésekkel egyszerűsítettük. A számítás szerint a legnagyobb karakterisztikus teherre („A” modul, csak három emelőheveder dolgozik) a legnagyobb függőleges elmozdulás $e_{z,max}=0,214$ mm. Az emelési pont végelem modelljét, terheit és alakváltozásait mutatja be a **37. ábra**.



37. ábra: Az emelési pont modellje, terhei és alakváltozása az Axis VM programban

Tudtuk, hogy a kézi számítással kapott eredmények hibás peremfeltételű modellből származtak, viszont a végelem-modell eredményei irreálisnak tündek. Mérnöki szemléletű mérlegelés után a szerkezet valós elmozdulását a két eredmény között feltételeztük.

Az emelési pontok pontos alaprajzi elhelyezkedése és részletrajzai a III. mellékletben ST-017, ST-320-322 jelzéssel találhatók.

3.6. Alapozás és Purenit

3.6.1. Követelmények

Az alapozás tervezésénél egyrészt meg kellett felelni a verseny szigorú előírásainak, másrészt az építészeti koncepció által támasztott követelményeknek.

A verseny szabályzata szerint az alapozást kizárólag a felszín felett kellett megoldani, valamint az alapozás terhe a földön nem haladhatta meg az 50 KN/m^2 -t. Építészeti szempontból a cél a padlóvonal lehető legalacsonyabbban tartása volt. Szempont volt továbbá, hogy az alapozás egyszerű legyen, ezáltal gyorsan kivitelezhető. A Madridban elkészült alapozás látható a **38. ábrán**. Alapozási részletrajzok a III. mellékletben ST-001-004 jelzés alatt találhatók.



38. ábra: Az alapozás madridi kialakítása

3.6.2. Purenit

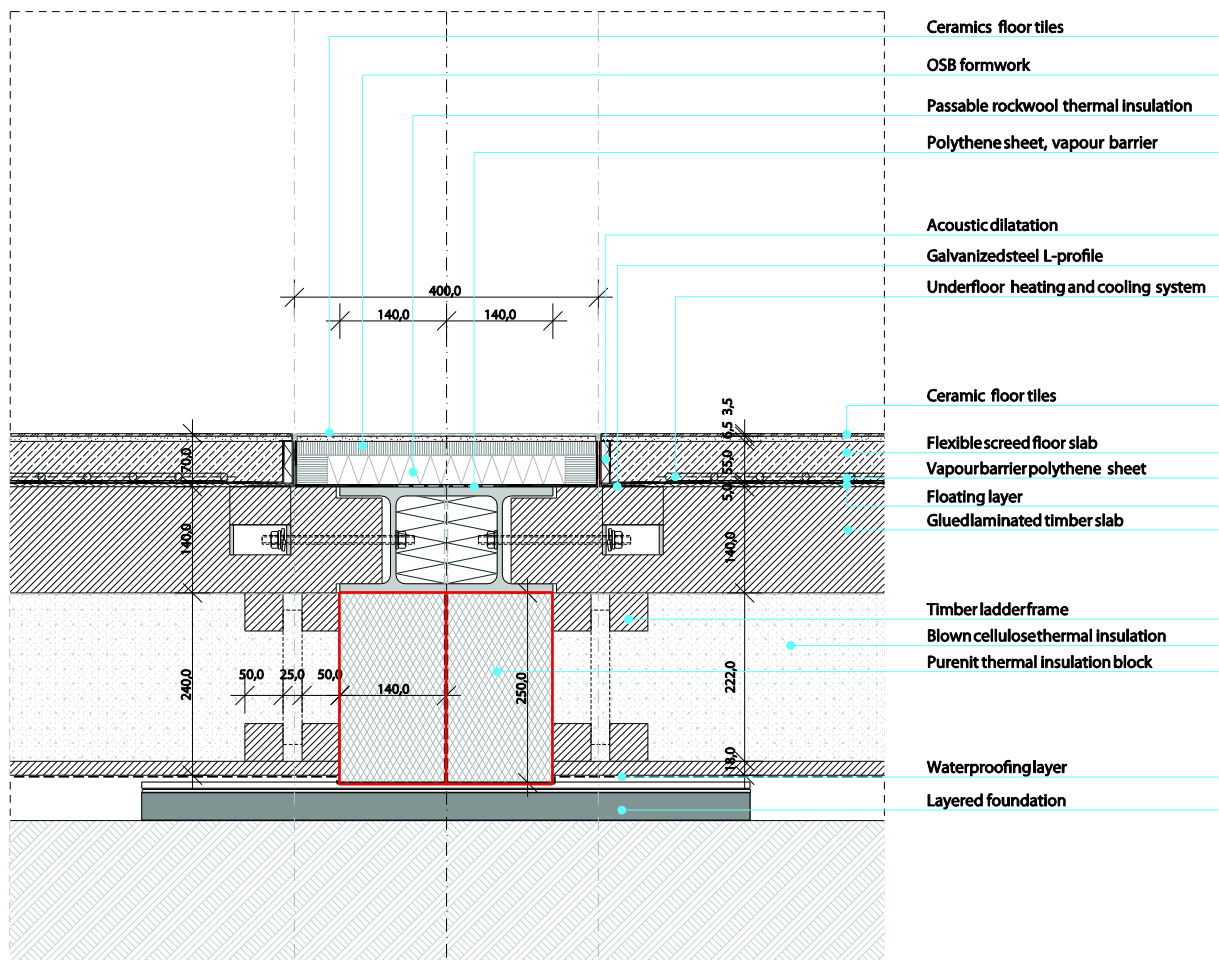
Az épület hőtechnikai működése érdekében megoldást kellett találni arra, hogy a tartószerkezet átadja a terhet az alapozásnak, de ez ne jelentsen hőhidat a termikus burookban. Ehhez egy speciális, Purenit névre keresztelt terméket használtunk, melynek a hővezetési tényezője alacsony, a nyomószilárdsága viszont magas. A termék adatlapja a **4. táblázatban** látható. Az ebből készült tömböket pontszerűen helyeztük az acél gerendák alá. A tömbök a vízszigetelésen keresztül adják át terhüket az alattuk található alapozásnak. A modultoldások padlójának rétegtérrendi rajza a **39. ábrán** látható, a szerkezatkész modultoldás pedig a **40. ábrán**.

Technical data

Fire classification	B2, DIN 4102, does not drip
Thermal conductivity grade	$\lambda = 0,06-0,10 \text{ W/(m.K)}$
To be used in temperature ranges	from -50° C to $+100^\circ \text{ C}$
Bulk density	400 to 700 kg/m^3
Compression strength acc. to DIN EN 826	4 to 8 MPa
Resistant to aging	non-rotting, mould- and mildew-resistant
Resistant to chemicals	mineral oils, acetone, methylene chloride and other solvents
Resistant against	diluted bases and acids
May be laminated or coated	with almost any type of surface cover
For high mechanic loads	
Suitable for processing with any popular adhesive/system	

purenit® is harmless from a biological and building ecology point of view.

4. táblázat: Purenit adatlap [6]



39. ábra: Az alapozás és a padlószerkezet kialakítása



40. ábra: Purenit tömbök az alapozás és a padlószerkezet között a „C” modul helyezésekor éppen a felragasztás előtt

4. Kivitelezés, a tervezett szerkezet értékelése

Az előzőekben leírt tervezési folyamat azért is különleges, mert ezt a sok, magas szinten dokumentált elméleti munkát a tervezett szerkezetek megépítése, daruzása és szállítása követte. Lehetőségünk nyílt arra, hogy mindezek közben a különböző tervezési helyzetekben figyeljük a szerkezetek viselkedését, a keletkező hibákat észrevegyük, eredetüket diagnosztizáljuk és dokumentáljuk őket.

Az itthoni építés, szállítás, valamint a madridi össze- és szétszerelés tanúsága szerint a szerkezet a várakozásoknak megfelelően működött. Nem történt olyan kár a tartószerkezetben mely komolyan veszélyeztette volna a csatlakozó szerkezeteket és a versenyen való szereplésben hátráltatta volna a csapatot.

A komplex tervezési folyamatban nagyon sok szempontot figyelembe vettünk, azonban így is voltak olyanok, melyekre csak valami kisebb sérülés vagy kivitelezési nehézség során figyeltünk fel. Ezeket a problémákat és a kigondolt megoldásokat ismertetjük ebben a fejezetben.

4.1. Daruzás és emelőhimba

A 3.4.1. fejezetben részletesen leírtuk az emelési koncepciót. Az elvégzett végeselemes számítás alapján minden egyes modul súlypontját meghatároztuk, de számítottunk eltérésekre a valóságban. Olyan hosszúságú és szemméretű láncfüggesztéket rendeltünk, melyet alkalmasnak ítéltünk finom beállításra. Ez az állítás alaprajzi vetületben 4 cm-es lépcsőt jelentett láncáganként.

A daruzás megkezdésekor a modulokat csak nagyon kis mértékben emeltük meg és a vízszintestől való eltérés függvényében áganként 0-3 darab láncszemet állítottunk át a számíthatóhoz képest. A pontos beállítás után a modulok a daruzás alatt végig az elvárt vízszintes helyzetben maradtak, vagyis a koncepciónk tökéletesen működött. A darukezelő szakember elmondása szerint közel tíz éves pályája során még nem találkozott ilyen megfontoláson alapuló emelési módszerrel.

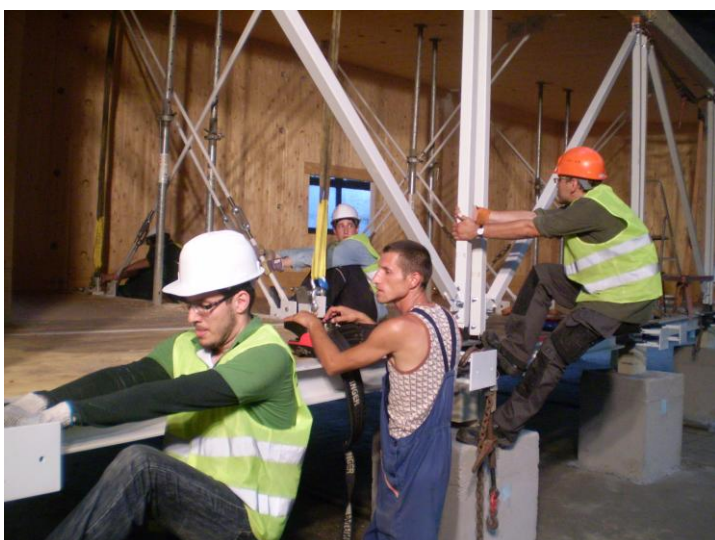
Az emelőhimba csavarozott kapcsolatok révén rudakból összeszerelhető szerkezetként készült el, mint azt a 3.4.2. fejezetben bemutattuk. Az emelőhimba HEA szelvényeit először „U” alakban összezsavaroztuk, majd ezekhez az SHS rudakat csatlakoztattuk. Utoljára a 4. HEA szelvényt helyeztük el. Azt tapasztaltuk, hogy összeszerelésénél minden alkalommal 1-1,5 cm-rel hosszabb volt az „U” alak két vége közötti távolság, mint az elhelyezendő utolsó HEA gerenda. A geometriai pontatlanságot minden alkalommal műanyagszálas rakományrögzítőkkel (spanifer) szüntettük meg. Egy 3,0 m-es gerendánál a gyenge tengely körüli 1,5 cm-es meggörbítés számottevő igénybevételt jelent. A tervezéskor az AxisVM modellben megjelenő nyomatékokra, valamint a kihajlással egyidejű kifordulásra is méreteztük a szerkezet HEA szelvényű rúdait, ezért tudtuk, hogy a daruzás folyamán ezek a többletfeszültségek nem okoznak majd tönkremenetelt. Az emelőhimba szétszerelésekor megfigyeltük, hogy bár DIN 931 metrikus csavarokat használtunk a HEA szelvények kapcsolatainál, a csavarmentek tövének 2 mm-e, ami a gerenda gerinclemezébe lógott,

teljesen elroncsolódott, palástnyomási tönkremenetelt szenvedett. Ebből is látszik, hogy a görbítésből valóban számottevő igénybevételek keletkeztek a tartószerkezetben.

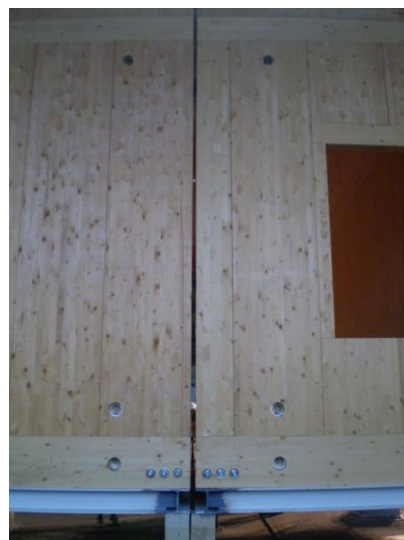
4.2. Kényszerkapcsolat

A ház összeszerelése során a közel 10 tonnás modulokat egymás mellé kell daruzni. A tervezés során sokszor felmerült a kérdés, hogy vajon milyen pontossággal lehet ezt elvégezni. Kb. 1-5 cm pontosságra számítottunk, és azt vártuk, hogy ilyen távolságból már kézi erővel a modulok egymás mellé húzhatóak lesznek a lehelyezés előtt.

Amikor a szerkezetkész modulok a szerelőcsarnokba érkeztek kiderült, hogy az 1-5 cm-es pontosság valóban tartható, azonban a 10 t-nál még jóval könnyebb modulokat sem sikerült kézi erővel egymás mellé húzni (**41. és 42. ábra**).



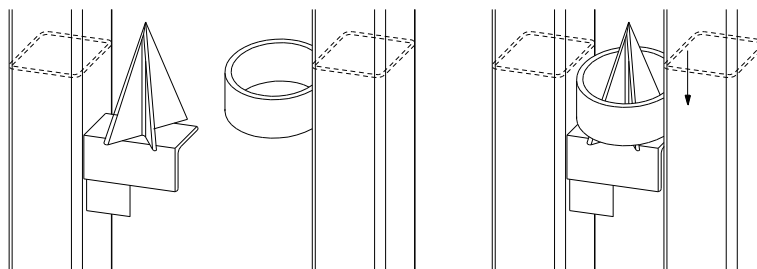
41. ábra: A modulok kézzel történő összehúzása, kényszerkapcsolat nélkül



42. ábra: Kényszerkapcsolat nélküli lehelyezési pontosság

Az első egymásmellé daruzás tanulságai alapján a következő alkalomra a maradék anyagokból olyan kényszerkapcsolatokat terveztünk, melyek a modulokat az utolsó centimétereken szorosan egymásmellé vezetik. A kapcsolat két szerelvényből áll, melyek lehelyezés után leszerelhetők. A már lehelyezett modul szélén elhelyezkedő elem vezeti a helyére az érkező modult, tehát összeszereléskor adott a modulok daruzási sorrendje. A ház szétszereléskor azonban a modulok daruzási sorrendje tetszőleges, hiszen a kapcsolatok leszerelhetők.

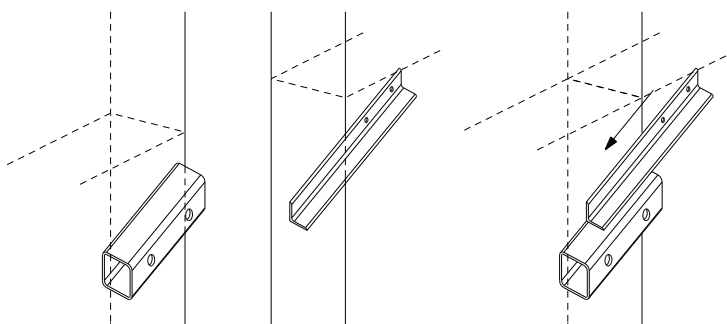
A modulok terasz felőli oldalán a kapcsolat egy kúpából és egy rácsúszó gyűrűből áll. A kúpát az építkezésen talált szögacélokból hegesztettük össze, a gyűrű pedig a fel nem használt gyűrűs kapcsolati alkatrészek egyike volt. A kapcsolat két szerelvényét átmenő csavarok rögzítik az egymás mellé kerülő oszlopokra (**43. ábra**). A kapcsolat vízszintesen minden irányban pozicionálja a modult, mivel a kúp köré írható legkisebb henger átmérője megegyezik a gyűrűbelső átmérőjével.



43. ábra: A kúpból és gyűrűből álló kényszerkapcsolat terve

A modulok hátsó falán elhelyezett kapcsolat a lehelyezett modulra ferdén rögzített zártszelvényből és az érkező modulból kilógó, ferdén rögzített szögacélból áll (**44. ábra**). A zártszelvényre rácsúszó szögacél vízszintesen csak a toldásra merőleges irányban pozicionálja a modult. Így lehelyezéskor az érkező modul vízszintes síkban statikailag határozott tartó mintájára viselkedik, a két kapcsolat nem feszül be egymás miatt. A már megtapasztalt pontatlanságok miatt számítottunk arra, hogy a kapcsolatok mégis befeszülnek, amit később Madridban a gyakorlat igazolt is. Ebben az esetben az alsó elemek oldhatóak és kiszedhetőek voltak a felsők alól.

A későbbi daruzások során a kényszerkapcsolatok segítségével a modulok könnyebben és pontosabban egymás mellé helyezhetők voltak (**45. és 46. ábra**). A kapcsolat részletrajzai a III. mellékletben ST-333-334 jelzéssel találhatóak.



44. ábra: Az egymásra csúszó szelvények terve



45. ábra: Az egymásra csúszó szelvények



46. ábra: A kúpból és gyűrűből álló kényszerkapcsolat

4.3. Az aljzatbeton elrepedése

A külső oldali vízszigetelés elkészülte után a ház moduljait a szerelőcsarnokból a szabadterbe szállítottuk. Erre azután került sor, hogy a kb. 5 cm vastagságú úsztatott aljzatbeton elkészült. A szerelőcsarnokból a szerkezet mélybölcsős kamionon került a kinti helyszínre. A modulok helyükre daruzása után azt tapasztaltuk, hogy a két középső modulban az aljzatbeton felső síkján ~0,1-0,2 mm vastag repedés fut keresztbe a padlószerkezet közepén (47. ábrán kinagyított részlet). Megállapítottuk, hogy húzási repedések keletkeztek. Kizártuk a zsugorodási repedés lehetőségét, mert a beton üvegszál erősítéssel készült, és a szerelőcsarnokban még semmilyen repedést sem észleltünk. Véleményünk szerint a repedések a modulok kamionra helyezése során alakulhattak ki.



47. ábra: Húzási repedés az aljzatbetonon és bemarkolás a fugahézagban

A kamion kb. 8 m hosszú platója közepén kb. 5 cm-rel volt túlemelve. A kamionra helyezés során a modul közepén a padló fatábláihoz rögzített lécváz ért le először. Ez megemelte a padlószerkezet fatábláit, melyek lazán (3 mm-es elhelyezési hézaggal) ültek a HEB gerendákban. A fatáblákkal együtt emelkedett az aljzatbeton is. Ez a közepén történő feltámaszkodás akkora görbületet okozott a modul padlószerkezetében, hogy a beton elrepedt.

A legnagyobb, „A” modul padlószerkezetében keresztirányban a daruzási igénybevételek miatt az emelési pontok vonalában két IPE gerendát helyeztünk el (30. ábra). Ezek megakadályozták a lécváz túlzott meggörbülését így az aljzatbeton elrepedését is.

A legkisebb, „D” modul fesztávja és terhe kisebb, mint a középsőké, ezzel indokolható, hogy ott nem keletkezett repedés.

Annak érdekében, hogy a további repedéseket vagy a repedés szétnyílását elkerüljük, a következő szállításkor a szélső Purenit támaszok alá gumilemezeket helyeztünk a kamionon a túlemelésnek megfelelő vastagságban. A betonra kerülő 1m×1m lapméretű kerámia burkolat védelme érdekében pedig a fugahézagok tervezett helyén néhány mm mélységben bemartuk a betont (47. ábrán késsel jelölve).

4.4. Szállítás közbeni torzulások és ezek korrigálása

A ház négy modulját két mélybölcsős kamionon szállítottuk Madridba. Egy-egy kamionon két-két modul kapott helyet (48. ábra). A belső tér védelme és a szállítmány lefóliázhatósága miatt a modulok nyitott oldalaira ideiglenes lécvázat rögzítettünk melyekre OSB táblákat csavaroztunk föl (49. ábra). A teljes rakományra kívülről vízálló ponyva került (50. ábra).



48. ábra: Az "A" és a "D" modul a kamionon elhelyezve



49. ábra: OSB táblák rögzítése a modulokra



50. ábra: Indul a kamion Madridba

A ponyvát a menet közbeni szélszívás miatt lécekkel fogtuk oda az OSB táblákhoz. A szállítás közbeni szélszívás mértékét azonban nem ismertük. A kamion sofőrök beszámolója szerint az oldalsó OSB lapok „huppogtak”, amiből arra következtettünk, hogy nagyobb sebességnél periodikusan változott a szélnyomás és –szívás. Ez az OSB táblákat rögzítő csavarok fokozatos tönkremeneteléhez vezetett (elnyíródtak vagy elszakadtak). Menet közben a nem megfelelően rögzített álmennyezeti elemek lepotyogtak (51. ábra). Mivel az álmennyezet oldalirányban nem volt merevítve, feltételezzük, hogy a belső nyomásváltozás is közrejátszhatott a leesésében. Nem mindennapos gyakorlati megismerése volt ez a szélszívásnak, ami hasonló módon jelentkezhett pl. a tetőhéjalás aljzatánál is.



51. ábra: A kamionok érkezésekor a lehullott álmennyezeti elemek

Az álmennyezet tönkremenetelével kapcsolatban további kiváltó okok merültek fel bennünk. A mozgó jármű rázkódása miatt, vagy a földem oldalirányú lengése miatt kicsúszhattak az álmennyezeti elemek a rögzítő sínből.

Az OSB csavarjainak tönkremenetele – túl a szélszívás megfigyelésén – közvetve a tartószerkezetre is hatással volt. A „B” és „C” modulát szállító kamionon a táblák elkezdtek leesni és az egész burkolat elvesztette merevségét. A sofőr a teljes burkolat leesésének elkerülése érdekében a két modulát rakományrögzítő spanifferrel szorosan körbekötötte (52. ábra).



52. ábra: Összespaniferezett modulok

A ház összeszerelése során azt tapasztaltuk, hogy míg az egymás mellé kerülő modulok alsó acélgerendái pontosan összeillettek, a tetőfödémek egymáshoz képest a hosszanti irányban kb. 10 cm-rel el voltak mozdulva. Azt feltételezzük, hogy a műanyagszálas rakományrögzítők annyira összehúzták a két modulát, hogy azok maradószerűen alakváltoztak szenvedtek.

Az András-kereszt merevítés erre a teherre nem bizonyult elegendőnek. Ez a teher nem szerepelt a tervezési terhek között, hiszen erre nem számítottunk. A merevítő rudak hosszának állításával viszont a torzulást tökéletesen sikerült korrigálni. A gyűrűs kapcsolatok összefűzése és a merevítés eltávolítása után a modulok minden illesztés mentén hibátlanul csatlakoztak egymáshoz.

A kamionok érkezésekor megfigyeltük, hogy a nagy lapméretű kerámia burkolat elemeinek kb. a fele a szállítás során elrepedt. A sérült kerámia lapok elhelyezkedéséből és a repedések irányából arra következtettünk, hogy nem a födém lehajlása vagy túlemelése okozta a repedéseket. A sofőrök beszámolójára szerint az út során sok körforgalmon haladtak át, ahol a kamionok platója a padlófödémekkel együtt csavarodott és ez okozhatta a burkolat elrepedését. Szerencsére repedések olyan vékonyak voltak, hogy a felületes szemlélőknek fel sem tűntek.

A körforgalmakban való csavarodásra utal az is, hogy amikor a modulokat egymásmellé helyeztük és az acélgerendák pontosan összeértek, a tetőfödémek között változó nagyságú (legfeljebb 10 cm-es) rés mutatkozott. Amikor az ideiglenes merevítéssel a modulok hosszirányban már pozicionálva voltak, a gyűrűs kapcsolatok menetes szárai átfűzhetők voltak a szomszédos födémek között. A kapcsolat szorításával a födémek közötti távolságok megszűntek.

4.5. A gyűrűs kapcsolat problémái

Mint ez előző alfejezetből is látszik, a gyűrűs kapcsolatok azon kívül, hogy a tetőfödém tárcsamerevségét biztosították, a nem várt alakváltozások korrigálására is alkalmasnak bizonyultak.

Egy kapcsolat esetében tapasztaltunk tönkremenetelt. Amikor a középső két modul közötti rést igyekeztünk eltüntetni, ahelyett hogy a födémek pereme mentén lévő összes kapcsolatot feszítettük volna fokozatosan, az oszlopok felőli első kapcsolat feszítésével próbáltuk a modulok födémait egymáshoz húzni. Egy idő után a gyűrűk mindkét oldalon elhasították a fát (51. ábra), így a kapcsolat már nem volt teherbíró. Ez volt az a tönkremeneteli mód, amire a 3.2.1 fejezetben leírt törési kísérletek elvégzése előtt számítottunk. Ennek felfedezése után a többi kapcsolatot fokozatosan feszítve sikerült a födémeket összehúzni.



53. ábra: Tönkrement gyűrűs kapcsolat

A szerelés során gondot okozott továbbá a gyűrűben elhelyezett csavaranya hozzáférhetősége. Hagyományos csavarkulcsokkal nagyon körülményesen lehetett dolgozni a kapcsolatok feszítésén és kiengedésén.

5. Következtetések, összegzés

A két évig tartó folyamat során olyan betekintést kaptunk egy komplex feladatba, amely egy átlagos ház építése során nem lett volna lehetséges. Sok előremutató és innovatív gondolattal találkoztunk, melyeket felhasználva olyan eredményekre jutottunk, amik érdekesek a jövőre nézve. Ezeket foglaljuk össze a következőkben.

5.1. Előremutató irányelvek

A fenntarthatóság a legújabb gondolkodásmódoknak alapvető része. A tartószerkezet-tervezésben jó példa erre az anyagválasztás, esetünkben a fa használata. A faszervezetek előállításához kis energia befektetésre van szükség, ráadásul teljes mértékben újrahasznosíthatóak.

Ugyanúgy fontos, hogy lehetővé tegyük a korszerű, energiatudatos technológiák beépítését, mint például a napelemek, napkollektorok, modern gépészeti berendezések. Az Odoo esetében fontos azt is megjegyeznünk, hogy a mobil házak általában nem képviselnek ilyen magas igény szintet sem tervezés, sem kivitelezés szempontjából, mint ahogy gépészeti felszereltségük sem ilyen komoly. A mi esetünkben olyan házat sikerült létrehozni, mely a helyben épített korszerű házak tulajdonságaival, felszereltségével bír, ugyanakkor bármikor áttelepíthető, vagy akár üzemi körülmények között előregyártható.

5.2. Innovációk, fejlesztések

A 3.2 fejezetben részletezett gyűrűs kapcsolat kiválóan működött azokban a tervezési helyzetekben, amelyekre számítottunk, sőt még a 4.4 fejezetben említett torzulások korrigálására is alkalmas volt. A 4.5 fejezetben említett repedés elkerülhető, ha a kapcsolatot más típusú fapanelben alkalmazzuk, és így a szerelési nehézségek megoldása után a kapcsolat jól használható lehet olyan szerkezeteknél, ahol felmerül a szétszerelés lehetősége.

A 3.6.2 fejezetben bemutatott Purenit további lehetőségeket is rejt magában, mivel jól ötvözi az energiatudatos tervezéshez szükséges hőszigetelő képességet a tartószerkezeti létfontosságú szilárdsággal. Érdekes lenne más mechanikai tulajdonságait is megvizsgálni (nem csak nyomószilárdságot), és a kapott eredmények alapján az anyagot továbbfejleszteni, hogy minél szélesebb körben legyen használható.

Ugyancsak említésre méltó az Odoo azon szerkezeti sajátossága, hogy modulokra való szétbonthatósága ellenére összeépített állapotban a ház egy nagy belső teret alkot. Ezzel a lehetőséggel megnövekedhet az építészeti tervezési szabadság. Ugyanakkor kiemeli az ideiglenes merevítések, és a bontható teherbíró kapcsolatok fontosságát is.

Az építés során alkalmazott emelési rendszer eltér a szokásos daruzási gyakorlattól. A modulok különböző tömege, mérete és súlyeloszlása ellenére egyetlen emelőhimbával lehetővé tettük a modulok előre végiggondolt erőjáték szerinti, vízszintes helyzetben történő daruzását.

5.3. Szakmai fejlődés

Fontos megemlítenünk a saját tapasztalatainkból származó szakmai fejlődést is, melyet a szokványos egyetemi tanulmányok során nem érhattünk volna el. Ehhez hozzájárult számos építőipari céggel való megismerkedésünk, szakemberekkel való konzultációink, valamint a projekten belüli szakágak közötti kommunikáció is. Ez lehetővé tette, hogy a projekt során egy átlagos ház tervezéséhez képest jóval összetettebb kérdésekre is ráláttunk, átfogóbb problémákkal találkoztunk, így olyan komplex szemléletet alakíthattunk ki, amit a későbbiek során jól tudunk alkalmazni.

Köszönetnyilvánítás

Végezetül szeretnénk köszönetet mondani mindazoknak, akik a tervezés és a kivitelezés során segítségünkre voltak szaktudásukkal:

- Bukta Katalin és Szalay Dávid építészmérnök hallgatóknak, akik a tartószerkezeti munkacsoport további kiváló tagjai voltak.
- Dr. Armuth Miklós egyetemi docensnek, aki a kezdetektől felügyelte munkánkat.
- Pintér Imre egyetemi adjunktusnak, aki a tervezés későbbi fázisában konzultált velünk, megosztva tervezési és kivitelezési tapasztalatait csapatunkkal.
- Dr. Sajtos István egyetemi docensnek, aki a végeselem-módszeren alapuló program eredményeinek értelmezésekor, valamint az emelőhimba viselkedésének elemzésében segített.
- Vető Dániel PhD hallgatónak, aki a végeselem-modell felépítésekor felmerülő kérdésekre válaszolt.
- Dr. Hegyi Dezső egyetemi docensnek, aki a vízszintes árnyékoló méretezésekor nyújtott segítséget.
- Dr. Nehme Salem Georges egyetemi docensnek és munkatársainak, akik lehetővé tették számunkra a BME Anyagvizsgáló Laboratóriumának használatát.
- A Rutin Kft. munkatársainak, különösképpen Frucht Gábornak az acélszerkezet tervezésekor és a gyártmánytervek készítésekor nyújtott segítségéért.
- A Lignum Európa Kft. munkatársainak a faszerkezet tervezésekor való konzultációkért.
- A Bau-Trans munkatársainak a daruzással és szállítással kapcsolatos konzultációkért.
- Greskovics Sándor egyetemi adjunktusnak és Dr. Keisz István egyetemi adjunktusnak a daruzással kapcsolatos konzultációkért.
- A csapat hivatalos és nem hivatalos fotósainak a felhasznált képekért.
- Végül, de nem utolsó sorban az Odooproject összes tagjának, akikkel végigvittük a házat a versenyig minden nehézség és kétség ellenére. Köszönjük munkátokat, mely nélkül a miénk sem jöhetett volna létre!

Források

Hivatkozások:

- [1] Odooproject – Project Drawings #6
- [2] MSZ EN 12195-1:2001- Rakományrögzítő eszközök közúti járműveken. Biztonság. 1.rész: A rögzítőerő számítása
- [3] Deák Gy., Erdélyi T., Fernezelyi S., Kollár L., VisnovitzGy.: Terhek és hatások. Tervezés az Eurocode alapján (Business Média Magyarország Kft., Budaörs, 2006)
- [4] Armuth M., Bodnár M.: Fa tartószerkezet – Tervezés az Eurocode alapján (Artifex Kiadó Kft., Budapest)
- [5] Ádány S.,Dulácska E., Dunai L., Fernezelyi S., Horváth L., Acélszerkezetek / Általános eljárások – Tervezés az Eurocode alapján (Business Média Magyarország Kft., Budaörs, 2007)
- [6] <http://www.puren.hu/termek/par/purenit/> (2012.10.24.)
- [7] MSZ EN 1991-1-4:2007 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás

A tervezés folyamán felhasznált szabványok, anyagtanúsítványok:

Méretezési szabványok

MSZ EN 1990:2011 - Eurocode: A tartószerkezetek tervezésének alapjai

MSZ EN 1991-1-1:2005 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-1. rész: Általános hatások. Sűrűség, önsúly és az épületek hasznos terhei

MSZ EN 1991-1-2:2005 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-2. rész: Általános hatások. A tűznek kitett szerkezeteket érő hatások

MSZ EN 1991-1-3:2005 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-3. rész: Általános hatások. Hóteher

MSZ EN 1991-1-4:2005/A1:2011 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás

MSZ EN 1991-1-4:2007 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-4. rész: Általános hatások. Szélhatás

MSZ EN 1991-1-7:2010 - Eurocode 1: A tartószerkezeteket érő hatások. 1-7. rész: Általános hatások. Rendkívüli hatások

MSZ EN 1992-1-1:2010 - Eurocode 2: Betonszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1993-1-1:2009 - Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1993-1-2:2005 - Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

MSZ EN 1993-1-5:2012 - Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-5. rész: Lemezes szerkezeti elemek

MSZ EN 1993-1-8:2012 - Eurocode 3: Acélszerkezetek tervezése. 1-8. rész: Csomópontok

MSZ EN 1995-1-1:2010 - Eurocode 5: Faszerkezetek tervezése. 1-1. rész: Általános szabályok. Közös és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 1995-1-2:2005 - Eurocode 5: Faszerkezetek tervezése. 1-2. rész: Általános szabályok. Tervezés tűzterhelésre

MSZ EN 1998-1:2008 - Eurocode 8: Tartószerkezetek tervezése földrengésre. 1. rész: Általános szabályok, szeizmikus hatások és az épületekre vonatkozó szabályok

MSZ EN 10020:2001 - Acélminőségek fogalom-meghatározásai és csoportosítása

MSZ EN 12195-1:2001- Rakományrögzítő eszközök közúti járműveken. Biztonság. 1.rész: A rögzítőerő számítása

MSZ EN 12195-2:2001 - Rakományrögzítő eszközök közúti járműveken. Biztonság. 2.rész:Mesterséges szálból készült rögzítőheveder

Anyagtanúsítványok

CSN EN 338; DIN 125; DIN 126; DIN 127; DIN 961; DIN 975; DIN 962; DIN 4074; DIN 1052-1; DIN1480; DIN-EN 10204 3.1 B; EN 818-4; EN 1677

Mellékletek

- I. Mérési jegyzőkönyvek
- II. Odooproject–Project Manual #06 kivonat –Structural Calculations – „Szerkezeti számítások”
- III. Odooproject – Project Drawings #06 kivonat – Structural Drawings–„Szerkezeti rajzok”



Az Odoo tartószerkezetei

A Solar Decathlon Europe 2012 versenyre készült magyar ház elemzése

I. Melléklet:

Mérési jegyzőkönyvek

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Mérési jegyzőkönyv

Mérés helye:	BME Anyagvizsgáló Laboratórium
Mérés ideje:	2012.02.23
Mérést végző szervezet:	Odooproject
Használt gép:	WPM
Gépkezelő technikus:	Kovács Gábor

Mérés leírása:

Fűrészelt fa gerenda magfuratába helyezett acélgyűrű oldalába bevezetett menetes szár kitépése. A menetes szár a fa rostirányára merőleges.

Felhasznált anyagok és méretek

Szerk. elem	Méret	Anyagmin.
Fa gerenda	v=7,5 cm	valószínűsíthetően C20-C24
Acélgyűrű	CHS 75,0×40×4	valószínűsíthetően S235
Menetes szár	M14	4.8

1. mérés

erő	mérőszalagon mért elmozdulás	megjegyzés
15 kN	0 mm	első reccsenés
25 kN	3 mm	gyűrű belemélyed a fába
28 kN	20 mm	torzul a gyűrű
30 kN	22 mm	megállapítottuk a tönkremenetelt, fa felrepedése rostirányban

A gép léptéke túl nagynek bizonyult a méréshez, ezért átállítottuk.

Ezt követően pontosabbá vált az erőleolvasás.

A mérőszalaggal az acél nyúlását is mértük, ezért ezt a későbbiekben nem használtuk.

2. mérés

erő	gyűrű tényleges elmozdulása	megjegyzés
4 kN	0 mm	
8 kN	1 mm	első látható elmozdulás (kb 1 mm)
10 kN	1 mm	első reccsenés, gyűrű belemélyed a fába
12 kN	2 mm	elmozdulás változatlan
16 kN	3 mm	
20 kN	4 mm	
24 kN	5,5 mm	gyűrű torzulni kezd
28 kN	6 mm	gyors elmozdulás-növekedés
30 kN	8 mm	rostirányú repedés jelenik meg
33 kN	22 mm	megállapítottuk a tönkremenetelt, a gyűrű oválissá torzulva húzódott bele a fába további erő felvétele nélkül

Mérési jegyzőkönyv

Mérés helye: BME Anyagvizsgáló Laboratórium
Mérés ideje: 2012.02.23
Mérést végző szervezet: Odooproject
Használt gép: WPM
Gépkezelő technikus: Kovács Gábor

Mérés leírása:

Fűrészelt fa gerenda magfuratába helyezett acélgyűrű oldalába bevezetett menetes szár húzási és nyírási teherbírásának mérése. A menetes szár a fa rostirányával és a terhelés irányával 60°-ot zár be.

Felhasznált anyagok és méretek

Szerk. elem	Méret	Anyagmin.
Fa gerenda	v=7,5 cm	valószínűsíthetően C20-C24
Acélgyűrű	CHS 75,0×40×4	valószínűsíthetően S235
Menetes szár	M14	4.8

1. mérés

erő	mérőszalagon mért elmozdulás	tényleges elmozdulás	megjegyzés
9 kN	5 mm		első reccsenés
12 kN	10 mm		
17 kN	12 mm		
20 kN	15 mm		
24 kN	19 mm		
28 kN	21 mm		
32 kN	25 mm		
36 kN	27 mm		
37,5 kN	30 mm	11,1 mm	

A gép paramétereit miatt csak 30 mm teljes elmozdulásig tudtuk húzni a kapcsolatot. Ekkor még nem következett be törés.

2. mérés

erő	mérőszalagon mért elmozdulás	tényleges elmozdulás	megjegyzés
4 kN	1,5 mm	-	
6 kN	3 mm	-	
9,5 kN	5 mm	1,5 mm	
12 kN	7 mm	1,5 mm	
16 kN	9 mm	2,5 mm	nagyobb reccsenés
20 kN	12 mm	3,5 mm	
24 kN	15 mm	5,4 mm	folyamatos recsegés
28 kN	18 mm	7,7 mm	
32 kN	21 mm	8,9 mm	
36	24	11 mm	gyűrű elkezd belemélyedni a fába
39,5	30	12 mm	



Az Odoo tartószerkezetei

A Solar Decathlon Europe 2012 versenyre készült magyar ház elemzése

II. Melléklet:

Odooproject Project Manual #6 kivonat – Structural Calculations

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék



Odooproject – Project Manual #06

Structural Calculations

DECLARATION OF THE STRUCTURAL DESIGNER

Under-named Dr. Miklós Armuth structural designer I hereby declare that the structural design documents of the

Odooproject relocatable self-contained house
and its complementary structures

are in accordance with all the requirements and recommendations of the pertinent laws, standards (Euro Code) and orders of authorities from quality, safety, environmental and professional aspect. The work of the field specialists was coordinated during the whole design process. The design documents are professional and I certify that I have the legal design authority for designing load-bearing structures.

Budapest, Hungary, Aug 09, 2012



Dr. Miklós Armuth
licensed civil engineer
structural professional
lead designer, plan controller
MMK: T-Sz. T-Tell 01-3398

Table of content

DECLARATION OF THE STRUCTURAL DESIGNER	1
1. Standards used	7
2. Description of structure	7
2.1. About the building in general	7
2.2. Footing	7
2.3. Vertical load-bearing structures	8
2.3.1. Walls	8
2.3.2. Columns	8
2.3.3. Barriers	8
2.4. Horizontal load-bearing structures	8
2.4.1. Floor structure	8
2.4.2. Roof structure	9
2.4.3. Header beams	9
2.5. Bracing system	9
2.5.1. Wind	9
2.5.2. Shades	10
2.5.3. Seismic actions	10
2.6. Loss of Static Equilibrium	10
2.7. Transport	10
2.7.1. The building	10
2.7.2. The terrace	10
2.7.3. The summer wall	10
2.7.4. Ramp	11
2.8. Lifting	11
2.8.1. The house	11
2.8.2. Terrace beams	11
2.8.3. The summer wall	11
2.9. Temporary bracing	12
2.9.1. The summer wall	12
3. Loads and actions	13
3.1. Design situations, load combinations	13
3.1.1. Permanent design situation	13
3.1.2. Transient design situation	13
3.1.3. Accidental design situation	13
3.1.4. Seismic design	13
3.2. Weight analysis	14
	2

3.2.1.	Dead loads and self-weight	13
3.2.2.	Live and meteorology loads	15
4.	Used Construction Materials, Material Properties	15
4.1.	Purenit.....	15
4.2.	Glued-laminated timber	16
4.3.	Steel	16
4.4.	Concrete	16
4.5.	KPE Plastic plate	17
4.6.	Tread-grid	17
4.7.	Screws and bolts	17
5.	Structural design - Building	18
5.1.	Computational models, algorithms	18
5.2.	Bracing system	18
5.2.1.	Wind Load	19
5.2.2.	Loads of the shading system.....	22
5.2.3.	Seismic actions	22
5.2.4.	The loads and effects of action to the bracing system.....	22
5.2.5.	Checking the bracing walls	25
5.2.6.	Joints of the walls	26
5.3.	Design of the glued-laminated timber roof slab panels	26
5.3.1.	Permanent design situation	26
5.3.2.	Fire design	27
5.3.3.	Roof panel joint to beam.....	28
5.4.	Design of the glued-laminated timber beam.....	29
5.4.1.	Permanent design situation	29
5.4.2.	Fire design	31
5.4.3.	Glued-laminated timber beam connection to steel column	31
5.5.	Design of load-bearing walls	32
5.5.1.	Permanent design situation	32
5.5.2.	Fire design	33
5.5.3.	Roof connection to wall.....	35
5.5.4.	Floor to wall connection	38
5.5.5.	Wall to Wall Connections	41
5.6.	Internal walls	43
5.6.1.	1.6.1. Internal wall fixing	43
5.7.	Facade steel column	43
5.7.1.	Design of the Steel Column.....	43
5.7.2.	Steel column to floor beam connection	45

5.8.	Sun sail.....	45
5.8.1.	Anchoring the sun sail.....	45
5.9.	Design of the glued-laminated timber panels of the floor structure.....	48
5.9.1.	Permanent design situations.....	48
5.9.2.	Fire design	49
5.9.3.	Checking serviceability limit state.....	49
5.10.	Design of the steel beams of the floor structure.....	50
5.10.1.	Failure of the HEB 140 beam in ultimate limit state.....	50
5.10.2.	The failure of the IPE 140 beam in ultimate limit state.....	51
5.10.3.	Steel beam joint.....	53
5.11.	Design of footing.....	53
5.11.1.	Design of foundation.....	53
5.11.2.	Design of Purenit blocks.....	55
5.12.	Design of temporary bracing	56
5.12.1.	Failure of temporary bracing on the long-side	56
5.12.2.	Joint of temporary bracing at the beam on the long-side.....	57
5.12.3.	Joint of temporary bracing at the roof on the long-side	59
5.12.4.	Failure of temporary bracing on the short-side.....	62
5.12.5.	Joint of temporary bracing on the short-side by the column.....	63
5.12.6.	Joint of the temporary bracing on the short-side by the wall.....	66
5.13.	Lifting.....	69
5.13.1.	Calculation of the lifting loads	69
5.13.2.	Selection of the web sling	69
5.13.3.	Selection of the shackle	69
5.13.4.	Selection of hooks.....	69
5.13.5.	Selection of the chain slings	70
5.13.6.	The shorter cantilever.....	70
5.13.7.	The longer cantilever	75
5.13.8.	Lifting point inside the modules.....	80
6.	Structural design - Lifting frame.....	85
6.1.	Computational models, algorithms	85
6.2.	Design of the structural members of the lifting frame.....	85
6.2.1.	Failure of the HEA beams	85
6.2.2.	Failure of the RHS rod	88
6.2.3.	Joint of the HEA beams	89
6.2.4.	Joint of the HEA beam and the RHS rod	92
6.2.5.	Lower lifting point's plate	95
6.2.6.	Upper lifting point's plate	96

7.	Structural design- summer wall	98
7.1.	Computational models, algorithms	98
7.2.	Bracing system	98
7.2.1.	Wind Load.....	99
7.2.2.	Load of the shade	99
7.2.3.	Loads and strains of the bracing system	100
7.3.	The wall joints	104
7.3.1.	Rear wall	105
7.3.2.	The two side walls	105
7.3.3.	The two walls in the middle (double wall)	112
7.3.4.	Wall bearing only the load of the shading	116
7.3.5.	Joint of the anchoring steel plate to the terrace beams	116
7.4.	Design the glued-laminated timber panels of the roof slab.....	117
7.5.	Design the glued laminated timber beam.....	118
7.5.1.	Roof panel-beam connection	119
7.6.	Design of the load-bearing wall	120
7.6.1.	Wall to Wall Connections	121
7.7.	Anchoring the sun sail	121
7.7.1.	Anchoring joint on the southern wall's roof (Eastern side)	121
7.8.	Design the glued-laminated timber panels of the floor structure	123
7.8.1.	Permanent design situation	123
7.8.2.	Lifting	124
7.9.	Lifting.....	124
7.9.1.	Calculation of the lifting loads	124
7.9.2.	Selection of the web sling	125
7.9.3.	Checking the steel beam	125
7.9.4.	Checking floor panel above the steel beams	127
8.	Structural design – terrace.....	128
8.1.	Computational models, algorithms	128
8.2.	Design of terrace's structural members	128
8.2.1.	Failure of grid floor in ultimate limit state	128
8.2.2.	Failure of HEB beam in ultimate limit state	128
8.2.3.	Failure of IPE beam in ultimate limit state.....	129
8.2.4.	Joint of summer wall anchor-plate at beam	129
8.3.	Lifting.....	130
8.3.1.	Calculation of the lifting loads	130
8.3.2.	Failure of the HEB 140 beam in transient design state	130
8.3.3.	Failure of the IPE 140 beam in transient design state	132

9. Structural design – ramp..... 134

9.1. Computational models, algorithms 134

9.2. Calculation of the structural members of the ramp 134

9.2.1. Failure of the sawn timber beam 134

9.2.2. Failure of the sheathing 136

- APPENDIX “A” – assemble blueprint
- APPENDIX “B” – blueprints of the timber structure and products
- APPENDIX “C” – blueprints of the steel structure and products
- APPENDIX “D” – plans of the ramp

DECLARATION OF THE STRUCTURAL DESIGNER

Under-named Dr Miklós Armuth structural designer I hereby declare that the structural design documents of the

Odooproject relocatable self-contained house
and its complementary structures

are in accordance with all the requirements and recommendations of the pertinent laws, standards (Euro Code) and orders of authorities from quality, safety, environmental and professional aspect. The work of the field specialists was coordinated during the whole design process. The design documents are professional and I certify that I have the legal design authority for designing load-bearing structures.

Budapest, Hungary, May 21, 2012

.....
Dr Miklós Armuth
licensed civil engineer
structural professional
lead designer, plan controller
MMK: T-Sz, T-T-Tell 01-3398

1. Standards used

Eurocode: MSZ EN 1990:2011: Basis of structural design

Eurocode 1: MSZ EN 1991-1: Actions on structures

Eurocode 2: MSZ EN 1992-1: Design of concrete structures

Eurocode 3: MSZ EN 1993-1: Design of steel structures

Eurocode 5: MSZ EN 1995-1: Design of timber structures

MSZ EN 1194:2000: Timber structures - Glued laminated timber - Strength classes and determination of characteristic values

MSZ EN 10020:2001: Definition and classification of grades of steel

MSZ EN 206-1:2002: Concrete. Part 1: Specification, performance, production and conformity

In each case, the standards valid on December 23rd 2011 were used for reference.

2. Description of structure

2.1. About the building in general

The building is a lightweight structure, one storey building with a terrace, that is easy to assemble and to transport. It is bounded on the Southside by a small building structure which we call the southern wall. The ground level difference between the building and the surrounding area is bridged by a ramp and stairs.

2.2. Footing

A pad foundation was designed in order to avoid earthworks and to counter low design resistance values of the soil (50 kN / m²). The design process is complicated by the fact that the final floor level was determined to be at 51 cm, so there is little space left for an adjustable pad foundation.

The pads are made of mobile elements that can be managed manually at the construction site, and that are in addition cost-effective. They include steel plates, concrete panels and leveling HDPE plastic plates.

Beneath the house and the terrace the footing is designed with a different construction based on similar principles. The composition of concrete and steel, is supported by thin steel rods passing through them. The coarse height adjustment of the footing units is arranged with an underlay of sand and gravel, the fine adjustments are made with HDPE plastic plates placed upon the pads. The HDPE plates provide a mm scale adjustment. Under the ramp there will be only concrete panels upon which we place the adjustable metal legs directly.

The IPE 140 and HEB 140 steel beams supporting the terrace structure, the modules of the house and the ramp are placed upon these leveled pads. The terrace beams are designed with a 10 mm thick plate welded on their 20 cm long legs. These are fixed to the footing by screw rods. The floor beams of the building are not provided with steel legs, the load transfer happens exclusively through the Purenit logs fixed to the heavy-duty HEB beams. We place adjustable and mobile legs between the ramp and the footing.

2.3. Vertical load-bearing structures

2.3.1. Walls

The vertical load-bearing structures for both the terrace walls and the building are glued-laminated timber panels. These are 10 cm thick in each case. Due to the constraints of the production technology of wall panels, there are clamping beams placed vertically at the bottom, and in an oblique direction at the top of the panel. The 545 mm raster wall panels are fixed vertically with a glued in joint. For transient load cases and effects of action the connections of the beams and the vertical panels of the wall structure are fixed with 2-3 steel rings - depending on the size. The vertical panels are connected with a tongue-and-groove connection. The wall panels are made of smaller panels, but their connections are designed to ensure a membrane-effect. In the case of the southern wall we could dismiss these clamping beams, because the floor and slab panels can be pre-installed to the walls.

For the house the lower fixing of the walls is made with hidden steel plates welded vertically on the flanges of the HEB 140 floor beams. They are connected with hex head bolts. To meet the disassembly and assembly requirements, the module joints are designed with rings and threaded screw rods. The external and internal walls and roofs are uniformly connected with wood screws.

The structure of the southern wall is different. The walls are joint to the floor and to the slabs with rings and screw rods. Only the wall-wall connections are installed with wood screws.

2.3.2. Columns

The architectural aspects required the smallest possible cross-section columns, therefore for structural resistance and production technology reasons we decided to use steel columns instead of wooden columns. The glued-laminated timber beam bears upon the top of the pillar, therefore we provide the necessary surface with welded steel plates. For the fixing, we need a vertical steel plate fixed by mortise joint to the beam. At the bottom it connects to the HEB beam of the floor structure with a corner weld.

2.4. Horizontal load-bearing structures

2.4.1. Floor structure

The floor structure of the building modules is formed by the 14 cm thick glued-laminated timber panels that fill completely the HEB 140 steel frame running by the perimeter of the modules. The plates carry towards the shorter direction of the modules. The modules are lifted by the steel beams, and the wooden panels ensure the torsional rigidity of the slab. The composition of the two structural members is ensured by steel ringed, screw rod connections.

We designed two cross steel beams into the floor structure of the largest module. During the lifting a torsion moment would act on the longitudinal beam, that we want to take instantly with the cross beams as a bending moment.

The main structural component of the terrace are nine steel beams. To support the tread-grids of the terrace and the wall structures of the southern wall modules we use 3 HEB 140 beams and IPE 140 for other places. The beams bear on the leveled pad foundation with the insertion of vertical legs of identical cross section. The flat surface is ensured by 4 cm high, steel tread-grid floor modules with 40 × 3 mm rib dimension, placed upon the beams.

The floor structure of the summer wall is a 10 cm thick glued laminated timber panel laid upon the steel beams of the terrace. The two modules of the southern wall are pre-assembled before it is craned in.

The floor structure of the ramp is made of 5/10 cm section sawn wood beams placed with a 40 cm gap between their axis with a wood plank placed directly upon them.

2.4.2. Roof structure

The building's roof structure is made of 14 cm thick glued-laminated timber panels. The static model of the roof panels is designed with freely supported beams, the load-bearing direction is parallel to the longer side of the modules. They are held up by the walls on one side and by the glued-laminated timber beams placed on columns on the other side. The structure is built from adjacent planks glued together. The proper fixing is provided with wood screws, while the connection to the beam is ensured with special sliding steel connection elements (Sherpa). After the modules are installed next to each other, we have to make sure that their outer slab boards are attached to each other in a way that ensures torsional rigidity for the building bracing system to work properly. The steel ring bolts are installed accordingly.

Due to production technology constraints, the roof panels built in the house are made of two parts. These are connected lengthwise by a joint, that provides the composition and the membrane effect. For transient load cases and effects of action we placed three steel ring joints in-between the parts.

The only difference between the roof structure of the southern wall and that of the building is that the thickness of the former is 10 cm. The slab boards bear on the shorter transverse walls on both sides, their connection is ensured with rings and screw rods.

2.4.3. Header beams

The roof panels at the glazed façade of the house bear upon glued-laminated beams that operate as freely supported beams. The width of the beams is 16 cm, their height is 24 cm on the outside, and they are raised in a 6 ° angle according to the pitch of the roof. The beams are placed horizontally. The loads of the roof panels are transferred by special sliding steel connection elements (Sherpa) dispersed along the beam.

The beam of the southern wall is important from a fixing technological aspect, and less from a load supporting aspect, because the slab bears the loads in the other direction. It has to bear its own weight, the weight of the cladding mounted upon it and the weight of the door panels. It is supported by the shoulder designed on the walls. The top of the beam is screwed to the butt of the roof panel.

2.5. Bracing system

2.5.1. Wind

For both the building and the summer wall, the wind load is taken by bending by the walls perpendicular to the wind direction, and then transferred to the rigid roof diaphragm and to the floor structure. Due to the torsional rigidity of the ceiling the forces are then transferred to the bracing walls.

2.5.2. Shades

The horizontal shading system causes significant effects of action in the roof structure of the building and the summer wall. Due to their torsional rigidity the slabs take these forces and distribute them to the bracing walls. The load of the shades has to be considered together with the wind load, for it is caused by the wind.

2.5.3. Seismic actions

The loads come from the seismic action are determined by the mass of the construction work. We took the liberty to just take a short review on this load case. We found the building' bracing system and its joints sufficient.

2.6. Loss of Static Equilibrium

The building meets the criteria for the avoidance of dislocation and sway, this applies to the assembled and individual modules as well. Due to the nature of the building, uplift, as a form of loss of static equilibrium cannot occur.

2.7. Transport

The building is transported by its elements that were previously prefabricated on a high level. The house is divided into four main parts. The largest one is the enclosed living area, which will be transported split up into four modules. The terrace will be transported divided into structural members that will be assembled on site. Like the house, the summer wall will be loaded on the trucks in two modules. The ramp is transported in smaller compartment-like units that can be moved manually. We transport the elements of the pad foundations in trucks as well.

2.7.1. The building

The four modules will be transported by two low loader trailers, the largest and the smallest in one, and the two medium sized piece in the other. The thermal insulation with the outer plank, the built-in furniture and the mechanical equipment will be already in the house. We set up the load cases with them. In order to the deformation during transport of the roof does not "freeze into" the structure we prop up the roof with special adjustable columns in the middle of the longer sides. These columns are not real load-bearing structural members, they are only in the house during transport. We remove them for the lifting.

The modules are placed upon the steel plateau of the trailer. Here, we brace the lower steel beams together with the help of pre-installed connection elements to ensure their consistent behavior during transport. The modules are then fixed to the trailer with lined straps.

2.7.2. The terrace

The supporting structure of the terrace is split into members for the transport.

2.7.3. The southern wall

The southern wall is transported in two pieces, installed as modules. The built-in furniture and machinery will be already installed when transported. The doors, cladding and the solar panels will be installed only in Madrid.

2.7.4. Ramp

The support structure of the ramp is split into members for the transport.

2.8. Lifting

The lifting is a transient design situation for which we made special design that sometimes resulted in special solutions.

2.8.1. The house

The lifting handles were designed at the longitudinal steel beams of the floor structure. At the exterior steel beams of the outer modules we do the lifting with steel cantilevers (for geometrical coordination), at the interior beams we provide support with the equipment installed upon the flange of the section. To these we connect shackles threaded with impregnated plastic filament web slings. The web slings connect to the steel structure lifting frame almost vertically. The rectangular lifting frame is made of four steel beams that are braced by four steel bars. One can connect chain slings to the four corners of frame. By

10

adjusting the length of the chain, we can make sure that the center of gravity of the structure be at the right place and does not tilt when lifted.

The lifting cantilevers of the side modules give a significant torsion to the longitudinal beams. The shorter floor beams at the smaller modules take this effect of action directly as bending moment. At the larger modules this torsion is taken by the IPE140 section auxiliary beams built in for this purpose.

2.8.2. Terrace beams

The beams are transported to the construction site separately. After finishing the footing, we lift them with the help of web slings. Then, to ensure their position, we connect their headplates to the pad foundation with screw rods.

2.8.3. The southern wall

The lifting of the summer wall modules is helped by two auxiliary steel beams. The beams are put through beneath the floor structure in the shorter direction of the modules, approximately at the trisect points of the structure. The modules can be lifted with the help of the web slings attached to the end of the beams and with the lifting frame of the building. The beams are secured with L steel screwed into the floor panels and to the steel beams.

2.9. Temporary bracing

2.9.1. The house

For the actions occurring during the transportation and the lifting we need to install a temporary bracing. The modules have to have a rigid structure by themselves, therefore we install additional bracing on two sides of the side modules, and on three sides of the modules in the middle.

In each module we put an oblique steel rod bolted to the shorter side by the wall and by the columns. These $60 \times 60 \times 4$ mm rectangular hollow sections can take compression and tension as well.

We designed X-brace for the long sides. The diameter of these is $\phi 30$ mm, which is critical deformation. The slenderness of the rods is very high, they will be in buckling quickly, so they are not taken into account for the compression.

The roof of the adjacent modules can be positioned to level with the adjustable columns, so that the ring connections can be set up.

2.9.2. The southern wall

The southern wall structure is sufficiently rigid and does not require additional structure.

In the case of the F module one of the lifting steel beams is not in the proximity of a wall or a column. To protect the floor structure, we install a temporary timber column, screwed to the butt of the wood structures with the help of steel plates.

3. Loads and actions

3.1. Design situations, load combinations

During the design process, three different load cases:

- permanent design situation
- transient design situation
- accidental design situation

3.1.1. Permanent design situation

In permanent design situation, the four modules of the building, the terrace and the summer wall are assembled. We made the structural design of the construction work in this form in ultimate limit state, in serviceability limit state and for fire design.

The load combinations applied:

- ultimate limit state:

$$p_{Ed} = \gamma_G \sum G_{k,j} + \gamma_Q Q_{k,1} + \gamma_Q \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
- serviceability limit state:

$$p_{Ed} = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
- fire:

$$p_{Ed} = \sum G_{k,j} + A_d + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Partial safety factors:

$$\gamma_G = 1.35$$

$$\gamma_Q = 1.50$$

3.1.2. Transient design situation

The transient design situation is taken into account for:

- designing the footing, as the footing system is adapted especially to the Madrid circumstances according to the Building Code (In this design situation the expected value of the September snow load in Madrid is taken into consideration as 0 kN/m²),
- designing the actions during transport (We took the are taken into account the permanent loads multiplied by partial safety factor and as variable load the self-weight multiplied by $a=0.5 \times g$ in lateral direction.)
- designing the actions during lifting (The permanent loads multiplied by partial safety factors and partial dynamic factor are taken into account.)

3.1.3. Accidental design situation

Fire design is the accidental design situation.

3.1.4. Seismic design

We cared about the seismic actions during the designing process.

3.2. Weight analysis

3.2.1. Dead loads and self-weight

We took into account the density of the lumber with 500 kg/m^3 since the producer gave of such information.

HOUSE - ROOF			
layer	thickness (cm)	density (kg/m^3)	load (kN/m^2)
solar cell			0,071
aluminum mounting system			0,050
PVC waterproofing			0,012
OSB	1,8	500	0,090
cellulose insulation	22,2	60	0,133
glued laminated timber panel	14	500	0,700
ceiling system			0,118
total characteristic			1,174

HOUSE - FLOOR			
layer	thickness (cm)	density (kg/m^3)	load (kN/m^2)
ceramic cladding	1	1600	0,160
estrich	4,5	2300	1,035
cork	1	350	0,035
glued laminated timber panel	14	500	0,700
cellulose insulation	22,2	60	0,133
OSB	1,8	550	0,099
dwelling (Building Code)			1,000
total characteristic			3,162

HOUSE - WALL			
layer	thickness (cm)	density (kg/m^3)	load (kN/m^2)
wainscot	1,9	500	0,095
aluminum mounting system			0,200
OSB	1,8	550	0,099
cellulose insulation	22,22	60	0,133
glued laminated timber panel	10	500	0,500
total characteristic			1,027

WINDOW			
layer	thickness (cm)	density (kg/m^3)	load (kN/m^2)
3 layer insulating glass	2	2500	0,500
total characteristic			0,500

TERRACE FLOOR			
layer	thickness (cm)	density (kg/m ³)	load (kN/m ²)
ceramic cladding	1	1600	0,160
tread-grid	4		0,56
total characteristic			0,720

SUMMER WALL - WALL			
layer	thickness (cm)	density (kg/m ³)	load (kN/m ²)
wainscot	1	500	0,05
aluminum mounting system			0,200
glued laminated timber panel	10	500	0,500
total characteristic			0,750

SUMMER WALL - ROOF			
layer	thickness (cm)	density (kg/m ³)	load (kN/m ²)
glass	0,8	3400	0,272
aluminum mounting system			0,050
glued laminated timber panel	10	500	0,500
total characteristic			0,822

SUMMER WALL - FLOOR			
layer	thickness (cm)	density (kg/m ³)	load (kN/m ²)
glued laminated timber panel	10	500	0,500
total characteristic			0,500

RAMP - FLOOR			
layer	thickness (cm)	density (kg/m ³)	load (kN/m ²)
sawn timber beams per 40 cm		500	0,006
sheathing	2,8	500	0,014
total characteristic			0,020

LINEAR STRUCTURES			
structural member	profile	density (kg/m ³)	load (kN/m)
sawn timber beam	5×10	500	0,0025
glued laminated timber beam	16×24	500	0,19
steel hollow section	SHS60*60*4		0,07
steel beam	HEB 140		0,337
steel beam	HEA 140		0,247
steel beam	IPE 140		0,129

3.2.2. Live and meteorology loads

LIVE LOADS OF USE				
	load (kN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
ROOF	0,40	0,00	0,00	0,00
FLOOR	2,00	0,70	0,50	0,30
TERRACE	2,00	0,70	0,50	0,30

METEOROLOGY LOADS				
	load (kN/m ²)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
snow = $\mu_1(\alpha) \times s_k$	1,00	0,50	0,20	0,00
wind = $q_p(z) \times c_{pe}$	0,17-0,68	0,60	0,50	0,00

$$\alpha = 6^\circ; \mu_1 = 0,8; s_k = 1,25$$

$$z = 3 \text{ m}; q_p = 0,571; 0,3 < c_{pe} < 1,2$$

4. Used Construction Materials, Material Properties

4.1. Purenit

	kombitherm 500 S
Strength properties	
$f_{\text{compression}}$	5,5 - 7,5 N/mm ²
f_{bending}	5,0 - 7,0 N/mm ²
f_{shear}	1,0 - 1,5 N/mm ²
Density	
ρ	550 +/- 50 kg/m ³
Partial safety factor	
γ	1,5

4.2. Glued-laminated timber

	GI28h
Strength properties	
$f_{m,g,k}$	28,0 N/mm ²
$f_{c,0,g,k}$	26,5 N/mm ²
$f_{v,k}$	3,2 N/mm ²
Stiffness properties	
$E_{0,g,mean}$	12,6 kN/mm ²
$G_{g,mean}$	0,78 kN/mm ²
Density	
$\rho_{g,k}$	510 kg/m ³
$\rho_{g,mean}$	480 kg/m ³
Stability properties	
λ_{Euler}	61,6
Charring properties	
β_0	0,65 mm/min
β_n	0,7 mm/min
Safety factor	
γ_M	1,25
γ_M – connections	1,30

4.3. Steel

	S235	S355
Strength properties		
f _y	235 N/mm ²	355 N/mm ²
f _u	360 N/mm ²	510 N/mm ²
Stiffness properties		
E	210 000 N/mm ²	
G	81 000 N/mm ²	
Density		
ρ	7850 kg/m ³	
Stability properties		
λ ₁	93,9	76,1
Safety factor		
γ _{M0} - strength	1,00	
γ _{M1} - stability	1,00	
γ _{M2} - strength, connections	1,25	

4.4. Concrete

	C16
Strength properties	
f_{ck}	16,0 N/mm ²
f_{cd}	10,7 N/mm ²
f_{ctd}	0,89 N/mm ²
Stiffness properties	
E_{cm}	29 kN/mm ²
Density	
ρ	1,8-2,5 kg/m ³
Safety factor	
γ_c	1,5

4.5. KPE Plastic plate

	KPE
Strength properties	
f_u	33,0 N/mm ²
elongation at rupture	>600 %
Stiffness properties	
E	690 N/mm ²
Density	
ρ	0,95 g/cm ³
Safety factor	
γ	2,0

4.6. Tread-grid

	40 x 3 mm
Strength properties	
$f_{\text{permitted stress}}$	160,0 N/mm ²
Safety factor	
γ - yield	1,7
γ	2,4
Dead load	
	31 kg/m ²

4.7. Screws and bolts

	4.6	8.8
Strength properties		
f _y	240 N/mm ²	640 N/mm ²
f _u	400 N/mm ²	800 N/mm ²
Stiffness properties		
E	210 000 N/mm ²	
G	81 000 N/mm ²	
Density		
ρ	7850 kg/m ³	
Safety factor		
γ _{M0}	1,00	
γ _{M2} - connections	1,25	

5. Structural design - Building

5.1. Computational models, algorithms

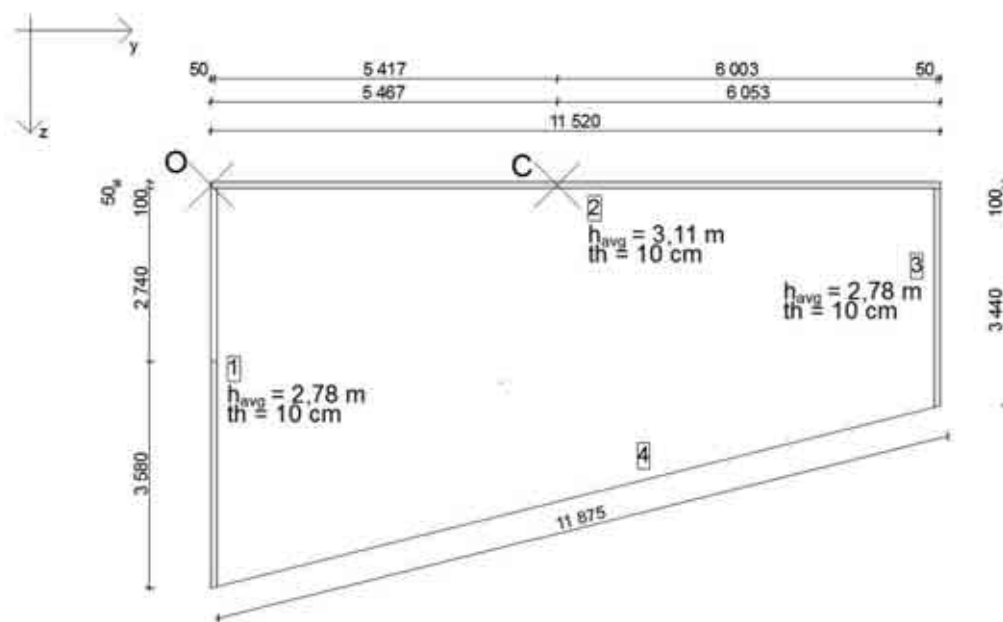
The building loads were determined by manual calculation. The building model and the loads were then introduced to a finite element modeling program (AxisVM). The effects of action calculated by the program were reviewed and interpreted. The structural members and joints were verified for the resulting effects of action using analytical methods and standard procedures.

5.2. Bracing system

The building is subjected to the following lateral forces

- wind
- the load of the shading system stretched between the building and the summer wall
- seismic actions

The stress resulting from the horizontal loads are taken up and conveyed to the footing by the bracing system consisting of the boundary walls and slabs acting like rigid diaphragms. The perimeter walls perpendicular to the load take that up by bending, the slabs and the bracing walls by shear and normal forces. The force transferred from the roof slab causes a moment at joint of the walls and the steel beams. This moment can be unfolded to a couple of normal forces acting on the joints in a vertical direction.



(Picture 1 - Floor plan of the bracing system)

The bracing effect of the walls is only taken into account in the case of bending about a perpendicular axis to the plane (as a rigid diaphragm), since the second moment of area in the opposite direction is very small. The second moment of area of the three bracing walls:

$$I_{y,1} = \frac{v \cdot l^3}{12} = \frac{10 \cdot 357^3}{12} = 37916077,50 \text{ cm}^4$$

$$I_{z,2} = \frac{v \cdot l^3}{12} = \frac{10 \cdot 1152^3}{12} = 1274019840,00 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,3} = \frac{v \cdot l^3}{12} = \frac{10 \cdot 345^3}{12} = 34219687,50 \text{ cm}^4$$

The second moments of area of the bracing system is:

$$\sum I_y = 72\,135\,765,00 \text{ cm}^4$$

$$\sum I_z = 1\,274\,019\,840,00 \text{ cm}^4$$

The y coordinate of the torsional center:

$$y_c = \frac{I_{y,1}y_1 + I_{y,2}y_2 + I_{y,3}y_3}{\sum I_y} = \frac{37916077,50 \cdot 5 + 0 + 34219687,50 \cdot 1147}{72135765,00} = 547,7 \text{ cm}$$

The torsional center in z direction is on the back wall, because there is only one bracing wall running in this direction.

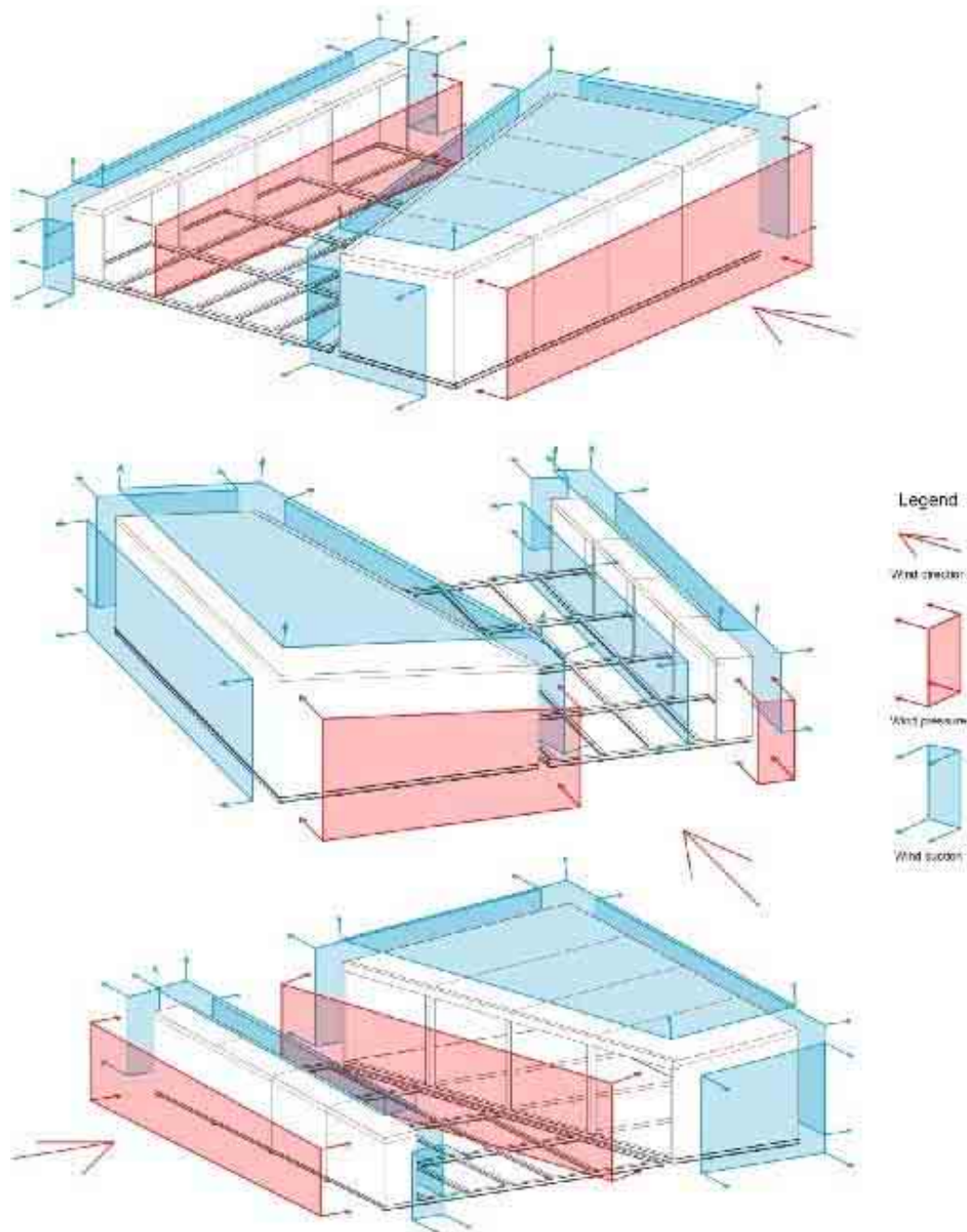
The torsional constant of the bracing system:

$$I_\omega = \sum (I_y \cdot r_y^2) + \sum (I_z \cdot r_z^2) = (37916077,50 \cdot 541,7 + 0 + 34219687,50 \cdot 600,3) + (0 + 0 + 0) = 2,346 \cdot 10^{13} \text{ cm}^6$$

5.2.1. Wind Load

The building's geometry differs from standard, but not to the extent to require wind tunnel tests. We calculated the wind loads in the directions of the axis of the bordering rectangle of the building as the standard requires. The two axis of the building's bordering rectangle point to the points of the compass.

The wind loads occurs due to the air pressure change around the building. The Hungarian Appendix of the Euro Code standard defines the wind speed that should be considered during structural design. In Hungary, this value is $v_{b,0} = 23,6 \text{ m/s}$. Stagnation pressure can be calculated based on this wind speed depending on the height and the roughness of the surrounding terrain. Our calculations were based on Euro Code category II roughness (agricultural land with sparse buildings) and $z = 3 \text{ m}$ reference height. In this case, $q(3)^{\text{II}} = 0,571 \text{ kN/m}^2$ is the resulting stagnation pressure. (The stagnation pressure criterion of the Building Code is $0,5 \text{ kN/m}^2$, so the Hungarian criterion is taken for reference.) The design wind load value is obtained by multiplying the stagnation pressure by the factor of geometry of the surface (c) and by the safety factor (γ). (Again, the effects of geometry given in the Building Code are lower than what we used, so we preferred a safe approximation.)



(Picture 2 - Explanation of the behavior of the wind load for different wind directions)

Calculation of wind loads on walls

Northern wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m²)=	0,571	γ_w=	1,5
c _I - '2' wall	0,8	A/2 (m ²)=	24,870	Fed (kN)=	17,041
c _{II} - '4' wall	-0,7	A/2 (m ²)=	19,585	Fed (kN)=	-11,742
c _{IV} - '1' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	13,530	Fed (kN)=	-13,906
c _{IV} - '3' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	7,815	Fed (kN)=	-8,032

Eastern wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m²)=	0,571	γ_w=	1,5
c _I - '3' wall	0,8	A/2 (m ²)=	7,815	Fed (kN)=	5,355
c _{II} - '1' wall	-0,7	A/2 (m ²)=	13,530	Fed (kN)=	-8,112
c _{IV} - '2' wall	-0,96	A/2 (m ²)=	24,870	Fed (kN)=	-20,449
c _{IV} - '4' wall	-0,96	A/2 (m ²)=	19,585	Fed (kN)=	-16,104

Southern wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m²)=	0,571	γ_w=	1,5
c _I - '4' wall	0,8	A/2 (m ²)=	19,585	Fed (kN)=	13,420
c _{II} - '2' wall	-0,7	A/2 (m ²)=	24,870	Fed (kN)=	-14,911
c _{IV} - '1' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	13,530	Fed (kN)=	-13,906
c _{IV} - '3' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	7,815	Fed (kN)=	-8,032

Western wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m²)=	0,571	γ_w=	1,5
c _I - '1' wall	0,8	A/2 (m ²)=	13,530	Fed (kN)=	9,271
c _{II} - '3' wall	-0,7	A/2 (m ²)=	7,815	Fed (kN)=	-4,685
c _{IV} - '2' wall	-0,96	A/2 (m ²)=	24,870	Fed (kN)=	-20,449
c _{IV} - '4' wall	-0,96	A/2 (m ²)=	19,585	Fed (kN)=	-16,104

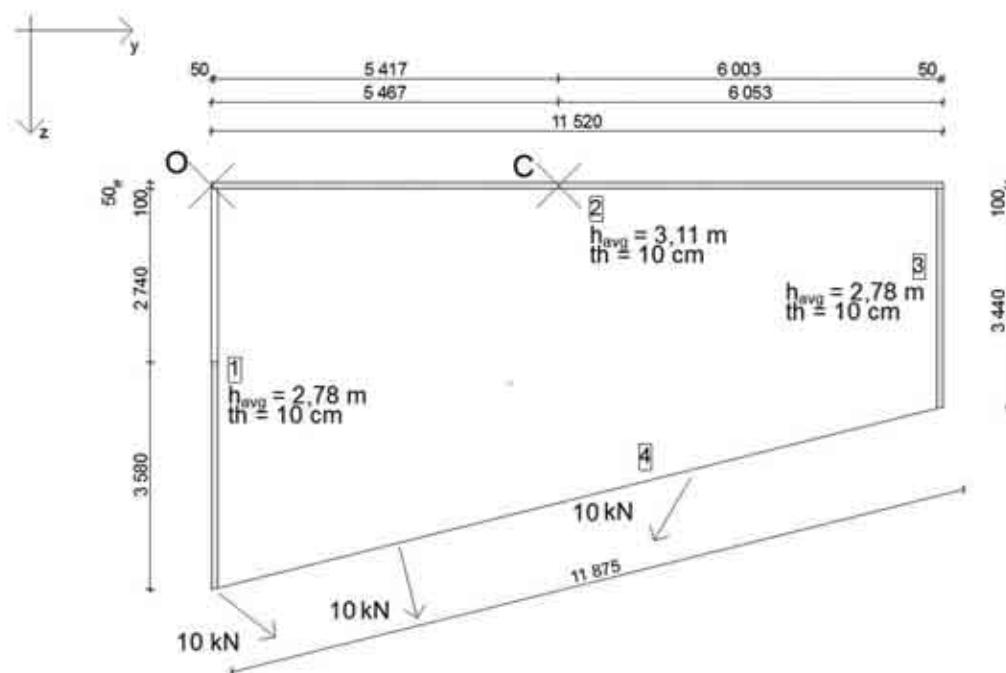
The calculations are done to the half surfaces of the facades.

5.2.2. Loads of the shading system

Between the two building parts we stretch a sun sail. The forces transferred to the building are determined by the stretching force. According to the resistance given by the manufacturer, we can calculate with 10 kN force at the anchor points. Hereafter it will be considered accordingly. The directions of the forces generated at the anchor points of the sun sail are identical with the angle bisector of the plane figure enclosing the shades.

The shade is fixed with steel products to the roof structure, which due to its torsional rigidity, transfers the loads as shears to the walls. The anchor height of the solar sail is 2.80 m from the floor level, which is also the bottom of the walls.

The forces acting due to the arrangements of the shade according to the architectural concept:



(Picture 3 - Floor plan of the bracing system with the loads from the shading)

5.2.3. Seismic actions

The mass of the building is small, therefore the horizontal loads from seismic action will be low as. By experience the lateral acceleration caused by the seismic action is about $0.2 \times g$. We designed each of the building's modules for $0.4 \times g$ separately in the case of transport. The modules structural members and joints were safe at a high level. Furthermore the joints are ductile enough to avoid rigid fracture. Assembled the building forms a more rigid structure than in modules, therefore it will be safe for seismic load. We have to add that the glasses at the façade will break during an earthquake because of the horizontal deformation.

5.2.4. The loads and effects of action to the bracing system

The following calculations determine the effects of action transferred by the roof slab to the bracing walls due to the wind load and the shading system. We check the bracing walls and their connections for the combination resulting in the highest specific shear and moment.

We can obtain a good approximation of the lateral force affecting the roof slab by calculating the resultant of the wind loads acting on the upper half of the walls ($0.5 \times h$). Since the bracing system is not symmetrical, this lateral force produces also a torsion moment around the building's torsional center. The bracing walls share the load proportionally to their stiffness.

The shear transferred at the top edge of the walls creates moment and shear at the lower anchoring, calculated as seen below. The connection of the steel beam and the wall is to be designed to the normal force unfolded from this moment and to the double of the shear transferred here (the total lateral force).

Calculation of effects of action:

$$V_{Ed,i} = \pm V_{W,i} \pm V_{T,i}$$

$$V_{W,z,i} = \frac{W_{z,Ed} \cdot I_{y,i}}{\sum I_y}$$

$$V_{T,z,i} = \frac{T_{Ed} \cdot I_{y,i} \cdot r_{y,i}}{I_\omega}$$

$$V_{W,y,i} = \frac{W_{y,Ed} \cdot I_{z,i}}{\sum I_z}$$

$$V_{T,y,i} = \frac{T_{Ed} \cdot I_{z,i} \cdot r_{z,i}}{I_\omega}$$

Calculation of effects of action in the bracing walls

Northern wind

$W_{y,Ed}$ (kN)=	3,206	$W_{z,Ed}$ (kN)=	64,038	T_{Ed} (kNm)=	-107,827
$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	-3,025	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	28,432	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	24,385
$W_{y,shading,Ed}$ (kN)=	6,232	$W_{z,shading,Ed}$ (kN)=	35,606	$T_{shading,Ed}$ (kNm)=	-132,213
$V_{z,Ed,wind,1}$ (kN)=	14,966	$V_{z,Ed,shading,1}$ (kN)=	18,600	$V_{z,Ed,1}$ (kN)=	33,566
$M_{Ed,wind,1}$ (kNm)=	58,472	$M_{Ed,shading,1}$ (kNm)=	72,668	$M_{Ed,1}$ (kNm)=	131,141
$V_{y,Ed,wind,2}$ (kN)=	-3,025	$V_{y,Ed,shading,2}$ (kN)=	6,232	$V_{y,Ed,2}$ (kN)=	3,206
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	-12,479	$M_{Ed,shading,2}$ (kNm)=	25,705	$M_{Ed,2}$ (kNm)=	13,226
$V_{z,Ed,wind,3}$ (kN)=	13,509	$V_{z,Ed,shading,3}$ (kN)=	16,775	$V_{z,Ed,3}$ (kN)=	30,284
$M_{Ed,wind,3}$ (kNm)=	50,808	$M_{Ed,shading,3}$ (kNm)=	63,091	$M_{Ed,3}$ (kNm)=	113,898

Eastern wind

$W_{y,Ed}$ (kN)=	-3,328	$W_{z,Ed}$ (kN)=	30,779	T_{Ed} (kNm)=	-119,210
$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	-9,560	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	-4,827	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	13,003
$W_{y,shading,Ed}$ (kN)=	6,232	$W_{z,shading,Ed}$ (kN)=	35,606	$T_{shading,Ed}$ (kNm)=	-132,213
$V_{z,Ed,wind,1}$ (kN)=	-2,526	$V_{z,Ed,shading,1}$ (kN)=	18,600	$V_{z,Ed,1}$ (kN)=	16,074
$M_{Ed,swind,1}$ (kNm)=	-9,867	$M_{Ed,shading,1}$ (kNm)=	72,668	$M_{Ed,1}$ (kNm)=	62,801
$V_{y,Ed,wind,2}$ (kN)=	-9,560	$V_{y,Ed,shading,2}$ (kN)=	6,232	$V_{y,Ed,2}$ (kN)=	-3,328
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	-39,435	$M_{ed,shading,2}$ (kNm)=	25,705	$M_{Ed,2}$ (kNm)=	-13,730
$V_{z,Ed,wind,3}$ (kN)=	-2,278	$V_{z,Ed,shading,3}$ (kN)=	16,775	$V_{z,Ed,3}$ (kN)=	14,497
$M_{Ed,wind,3}$ (kNm)=	-8,569	$M_{Ed,shading,3}$ (kNm)=	63,091	$M_{Ed,3}$ (kNm)=	54,522

Southern wind

$W_{y,Ed}$ (kN)=	-2,898	$W_{z,Ed}$ (kN)=	7,677	T_{Ed} (kNm)=	-91,940
$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	-9,129	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	-27,930	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	40,273
$W_{y,shading,Ed}$ (kN)=	6,232	$W_{z,shading,Ed}$ (kN)=	35,606	$T_{shading,Ed}$ (kNm)=	-132,213
$V_{z,Ed,wind,1}$ (kN)=	-14,645	$V_{z,Ed,shading,1}$ (kN)=	18,600	$V_{z,Ed,1}$ (kN)=	3,954
$M_{Ed,swind,1}$ (kNm)=	-57,218	$M_{Ed,shading,1}$ (kNm)=	72,668	$M_{Ed,1}$ (kNm)=	15,450
$V_{y,Ed,wind,2}$ (kN)=	-9,129	$V_{y,Ed,shading,2}$ (kN)=	6,232	$V_{y,Ed,2}$ (kN)=	-2,898
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	-37,659	$M_{ed,shading,2}$ (kNm)=	25,705	$M_{Ed,2}$ (kNm)=	-11,954
$V_{z,Ed,wind,3}$ (kN)=	-13,214	$V_{z,Ed,shading,3}$ (kN)=	16,775	$V_{z,Ed,3}$ (kN)=	3,561
$M_{Ed,wind,3}$ (kNm)=	-49,698	$M_{Ed,shading,3}$ (kNm)=	63,091	$M_{Ed,3}$ (kNm)=	13,393

Western wind

$W_{y,Ed}$ (kN)=	24,095	$W_{z,Ed}$ (kN)=	30,779	T_{Ed} (kNm)=	-192,116
$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	17,863	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	-4,827	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	-59,903
$W_{y,shading,Ed}$ (kN)=	6,232	$W_{z,shading,Ed}$ (kN)=	35,606	$T_{shading,Ed}$ (kNm)=	-132,213
$V_{z,Ed,wind,1}$ (kN)=	-2,589	$V_{z,Ed,shading,1}$ (kN)=	18,600	$V_{z,Ed,1}$ (kN)=	16,010
$M_{Ed,swind,1}$ (kNm)=	-10,117	$M_{Ed,shading,1}$ (kNm)=	72,668	$M_{Ed,1}$ (kNm)=	62,552
$V_{y,Ed,wind,2}$ (kN)=	17,863	$V_{y,Ed,shading,2}$ (kN)=	6,232	$V_{z,Ed,2}$ (kN)=	24,095
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	73,685	$M_{ed,shading,2}$ (kNm)=	25,705	$M_{Ed,2}$ (kNm)=	99,390
$V_{z,Ed,wind,3}$ (kN)=	-2,342	$V_{z,Ed,shading,3}$ (kN)=	16,775	$V_{z,Ed,3}$ (kN)=	14,433
$M_{Ed,wind,3}$ (kNm)=	-8,809	$M_{Ed,shading,3}$ (kNm)=	63,091	$M_{Ed,3}$ (kNm)=	54,282

Design values of effects of action:

Wall	Wall-Floor slab			Wall-roof slab	
	$V_{wind+shading}$		$M_{wind+shading}$	$V_{wind+shading}$	
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]
1	47,97	13,44	128,95	33,00	9,24
2	40,70	3,53	94,21	22,84	1,98
3	43,29	12,55	112,00	29,78	8,63

5.2.5. Checking the bracing walls

The calculation showed that wall number 1 is subjected to the largest actions, so we performed the checking of the cross section on this wall.

Checking the wall for bending:

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{mk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{100 \cdot 3570^2}{6} \cdot 20,16 \cdot 10^{-6} = 4282,29 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{131,14}{4282,29} = 0,03 < 1$$

SAFE

Checking the wall for shear:

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,20 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 48,53 \cdot 10^3}{2 \cdot 3570 \cdot 100} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,20}{2,30} = 0,09 < 1$$

SAFE

5.2.6. Joints of the walls

The walls are connected along their upper side to the roof with screws. Since the share of the wind load of this slab is only the half of the total, the screws have to be designed according to half the above calculated effects of action. The calculated shear can be transferred safely via these screws.

The walls are connected to the HEB 140 steel beams on their lower part via welded steel plates and bolts. The total action per bolt here is the share of the wind load plus the load of the shading system, and the component of the moment caused by the shear of the roof.

5.3. Design of the glued-laminated timber roof slab panels

When doing the calculations, we simplified our task by doing the design of the structural members for only the largest module. If these are safe, the structural members of the smaller modules with the same cross-section and less load will be safe as well. A 1 m wide section of the slab plate is examined.

5.3.1. Permanent design situation

Approximate calculation for serviceability limit state:

	$F_{v,d}$
	kN/m ²
dead load: roof	1,17
snow load	1,00
live load of use	0,4

In residential buildings, the usual deflection limit is $L/250$, which – taking into account the maximum span distance – in our case is:

$$U_{fin} = \frac{l}{250} = \frac{5950}{250} = 23,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 U_{fin} &= U_{inst,G} (1 + k_{def}) + U_{inst,Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + U_{inst,Q_2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def}) = \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EI} [g_k (1 + k_{def}) + q_1 (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + q_2 (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})] = \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{5950^4}{12600 \cdot I} [1,17(1 + 0,6) + 1,00(1 + 0 \cdot 0,6) + 0,4(0 + 0 \cdot 0,6)] 10^{-3}
 \end{aligned}$$

$$I_{req} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(1,17 \cdot 1,6 + 1 \cdot 1) \cdot 5950^4}{12600 \cdot 23,8} = 156,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{req} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot h_{req}^3}{12} = 156,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$h_{req} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 156,29 \cdot 10^6}{1000}} = 123,3 \text{ mm} \rightarrow h = 14 \text{ cm}$$

Checking bending in ultimate limit state:

$$p_{Ed} = (1,35 \cdot 1,17 + 1,5 \cdot 1 + 1,35 \cdot 0 \cdot 0,4) \cdot 1 = 3,08 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{3,08 \cdot 5,95^2}{8} = 13,63 \text{ kNm}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{mk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{1000 \cdot 140^2}{6} \cdot 20,16 \times 10^{-6} = 65,86 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{13,63}{65,86} = 0,21 < 1$$

SAFE

Checking shear in ultimate limit state:

$$V_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{3,08 \cdot 5,95}{2} = 9,16 \text{ kN}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,2 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 9,16 \cdot 10^3}{2 \cdot 1000 \cdot 140} = 0,10 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,10}{2,30} = 0,04 < 1$$

SAFE

5.3.2. Fire design

We calculated with a burn-through from one side, checking the bending.

$$p_{Ed,fi} = (1,17 + 0,2 \cdot 1 + 0 \cdot 0,4) \cdot 1 = 1,37 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{p_{Ed,fi} \cdot l^2}{8} = \frac{1,37 \cdot 5,95^2}{8} = 6,06 \text{ kNm}$$

$$f_{m,fi} = k_{fi} f_{mk} = 1,15 \cdot 28 = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

$$d_{ef} = d_{char,d} + k_0 \cdot d_0 = t \cdot \beta_u + k_0 \cdot d_0 = 30 \cdot 0,7 + 1 \cdot 7 = 28 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = h - d_{ef} = 140 - 28 = 112 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,fi} = W_{fi} f_{m,fi} = \frac{b \cdot h_{fi}^2}{6} f_{m,fi} = \frac{1000 \cdot 112^2}{6} \cdot 32,2 \cdot 10^{-6} = 67,32 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,fi}}{M_{Rd,fi}} = \frac{6,06}{67,32} = 0,09 < 1$$

SAFE

5.3.3. Roof panel joint to beam

Special sliding metal connecting elements transfer the load. The connecting element consists of two parts, which are attached to the butt of the beam and the roof panel.

Type of the connecting element: SHERPA S2

The information obtained from the manufacturer's data sheet:

Resistance for axial load:

$$R_{la,j,k} = 12,8 \text{ kN}$$

Taking into account the effect of eccentricity:

$$e = 90 \text{ mm} - \eta_{la,j} = 0,423$$

$$R'_{la,j,k} = R_{la,j,k} \cdot \eta_{la,j} = 12,8 \cdot 0,423 = 5,41 \text{ kN}$$

design values:

$$F_{la,j,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{la,j,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 5,41 = 3,75 \text{ kN}$$

As the manufacturer calculates with GI24h material, the resistance can be increased.

$$\frac{\rho_k}{380} = \frac{410}{380} = 1,08$$

$$F_{Rd} = F_{la,j,Rd} \cdot 1,08 = 4,05 \text{ kN}$$

The load transferred from the roof to the connecting element is calculated from the module A.

	F _{v,d}	γ	l	F _{v,d}
	kN/m ²		m	kN/m
glued-laminated timber	0,7	1,35	2,52	2,38
dead load:roof	0,47	1,35		1,60
snow load	1,0	1,5		3,78
			ΣF _{Ed} =	7,76 kN/m

The required distribution is calculated on the basis of load per meter.

$$s = \frac{\Sigma F_{Ed}}{F_{la,j,Rd}} = \frac{7,76}{4,05} = 1,92 \frac{1}{\text{m}}$$

The sherpa connecting elements have to be placed at 52-cm intervals. This means 6 elements on the 2.89 m roof section. The same number of connecting elements is maintained on the other roof sections.

5.4. Design of the glued-laminated timber beam

5.4.1. Permanent design situation

Approximate calculation for serviceability limit state:

	$F_{v,d}$	l	$F_{v,d}$
	kN/m^2	m	kN/m
dead load: roof	1,17	2,98	
snow load	1,00	2,98	
live load of use: roof	0,4	2,98	
dead load: beam			0,19
dead load: roof above the beam			0,6

With regard to the sliding doors under this beam, we went for a stricter $L/350$ deflection limit, which – taking into account the maximum span distance – in our case is:

$$U_{fin} = \frac{l}{350} = \frac{2930}{350} = 8,37 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 U_{fin} &= U_{inst,G} (1 + k_{def}) + U_{inst,Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + U_{inst,Q_2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def}) = \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EI} [g_k (1 + k_{def}) + q_1 (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + q_2 (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})] = \\
 &= \frac{5}{384} \cdot \frac{2930^4}{12600 \cdot I} [(1,17 \cdot 2,98 + 0,19 + 0,6)(1 + 0,6) + 1,00 \cdot 2,98(1 + 0 \cdot 0,6) + 0,4 \cdot 2,98(0 + 0 \cdot 0,6)] 10^{-3} \\
 I_{req} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(14,28 \cdot 1,6 + 2,98 \cdot 1) \cdot 2930^4}{12600 \cdot 8,37} = 89,43 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 I_{req} &= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{160 \cdot h_{req}^3}{12} = 89,43 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \\
 h_{req} &= \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 89,43 \cdot 10^6}{160}} = 188,6 \text{ mm} \rightarrow h = 24 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Checking bending in ultimate limit state:

$$p_{Ed} = (1,35 \cdot 1,17 + 1,5 \cdot 1 + 1,35 \cdot 0 \cdot 0,4) \cdot 2,98 + (0,19 + 0,6) \cdot 1,35 = 10,25 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{10,25 \cdot 2,93^2}{8} = 11,00 \text{ kNm}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{mk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{160 \cdot 240^2}{6} \cdot 20,16 \times 10^{-6} = 30,97 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{11,00}{30,97} = 0,36 < 1$$

SAFE

Checking shear in ultimate limit state:

$$V_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{10,25 \cdot 2,93}{2} = 15,02 \text{ kN}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,2 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 15,02 \cdot 10^3}{2 \cdot 160 \cdot 240} = 0,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,59}{2,30} = 0,26 < 1$$

SAFE

5.4.2. Fire design

Calculations were done for burn-through from four sides.

$$p_{Ed,fi} = (1,17 + 0,2 \cdot 1 + 0 \cdot 0,4) \cdot 2,98 + 0,16 + 0,6 = 4,84 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{p_{Ed,fi} \cdot l^2}{8} = \frac{4,84 \cdot 2,93^2}{8} = 5,19 \text{ kNm}$$

$$f_{m,fi} = k_{fi} f_{mk} = 1,15 \cdot 28 = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

$$d_{ef} = d_{char,d} + k_0 \cdot d_0 = t \cdot \beta_u + k_0 \cdot d_0 = 30 \cdot 0,7 + 1 \cdot 7 = 28 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = h - 2d_{ef} = 240 - 2 \cdot 28 = 184 \text{ mm}$$

$$b_{fi} = b - 2d_{ef} = 160 - 2 \cdot 28 = 104 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,fi} = W_{pl,fi} f_{m,fi} = \frac{b \cdot h_{fi}^2}{6} f_{m,fi} = \frac{104 \cdot 184^2}{6} \cdot 32,2 \cdot 10^{-6} = 18,90 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,fi}}{M_{Rd,fi}} = \frac{5,19}{18,90} = 0,27 < 1$$

SAFE

5.4.3. Glued-laminated timber beam connection to steel column

The load transfer is achieved through a bearing area, the bolts in the upside steel plate of the columns are only there for position assurance. The loads supported by the beam come from the roof panel and the beam's self-weight. The fasteners of the shading system do not put further load on the beam. The calculation is done for the beam of module B.

	$F_{v,d}$
	kN/m
dead load: roof	9,18
dead load: beam	0,26
dead load: roof above the beam	0,81
$\Sigma F_{Ed} =$	10,25 kN/m

Length of beam: 2.75 m

$$V_{Ed} = \frac{\Sigma F_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{10,25 \cdot 2,75}{2} = 14,09 \text{ kN}$$

The beam is supported by the steel plates welded onto the steel columns. The grain is horizontal, so the beam is subjected to a compression perpendicular to its grain. There are two types of column plates, depending on the side of the module.

	left side	right side
A	19 750 mm ²	21 000 mm ²

timber		GL28 h	compression strength perpendicular to grain		
k _{mod}	-	0,9	f _{c,90,g,k}	N/mm ²	3,00
γ	-	1,3	f _{c,90,g,d}	N/mm ²	2,08

$$\sigma_{c,90,g,d} = \frac{V_{Ed}}{A} = \frac{14090}{19750} = 0,71 \text{ N/mm}^2$$

Since the induced stress is less than the design strength, the joint is SAFE.

5.5. Design of load-bearing walls

The wall thickness is 10 cm, this has been determined by architectural, structural and manufacturing regulatory parameters. Since the wall is trapezoidal, for simplification and for security, the design was done for its highest point. The scaling was done for the north wall of module A.

5.5.1. Permanent design situation

Checking eccentric compression in ultimate limit state:

The one way eccentricity is the result of the wind.

Design value of normal force, simultaneous bending:

$$N_{Ed} = (1,35 \cdot 1,17 + 1,5 \cdot 1 + 1,5 \cdot 0 \cdot 0,4) \cdot 2,97 \cdot 1 = 9,15 \text{ kN}$$

$$p_{Ed} = q_{(z)} \cdot c \cdot 1 \cdot \gamma \cdot \Psi_0 = 0,571 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot 1,35 \cdot 0,6 = 0,44 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{0,44 \cdot 3,25^2}{8} = 0,548 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{9,15 \cdot 10^3}{1000 \cdot 100} = 0,09 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{c,0,k} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 26,5 = 19,08 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{m,k} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

Lateral buckling:

$$l_{ef} = \nu \cdot l = 1 \cdot 3,25 = 3,25 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{3,25 \cdot 10^3}{\sqrt{\frac{100^2}{12}}} = 112,6$$

$$\lambda_{rel,m} = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{112,6}{61,6} = 1,83 \rightarrow k_{crit} = 0,299$$

$$k_{lly} = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \cdot \lambda_{rel,m}^2} = \frac{1}{1 - \frac{0,09}{19,08} \cdot 1,83^2} = 1,02$$

$$\sigma_{m,y,d} = k_{lly} \cdot \frac{M_{Ed}}{W_y} = 1,02 \cdot \frac{0,55 \cdot 10^6}{\frac{1000 \cdot 100^2}{6}} = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,09}{0,299 \cdot 19,08} + \frac{0,34}{20,16} = 0,03 < 1$$

SAFE

Design value of bending, simultaneous normal force

$$N_{Ed} = (1,35 \cdot 1,17 + 1,5 \cdot 1 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 0 \cdot 0,4) \cdot 2,97 \cdot 1 = 6,92 \text{ kN}$$

$$p_{Ed} = q_{(z)} \cdot c \cdot 1 \cdot \gamma = 0,571 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot 1,35 = 0,74 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{0,74 \cdot 3,25^2}{8} = 0,98 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{6,92 \cdot 10^3}{1000 \cdot 100} = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

Lateral buckling:

$$k_{lly} = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \cdot \lambda_{rel,m}^2} = \frac{1}{1 - \frac{0,07}{19,08} \cdot 1,83^2} = 1,01$$

$$\sigma_{m,y,d} = k_{lly} \cdot \frac{M_{Ed}}{W_y} = 1,01 \cdot \frac{0,98 \cdot 10^6}{\frac{1000 \cdot 100^2}{6}} = 0,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,07}{0,299 \cdot 19,08} + \frac{0,59}{20,16} = 0,04 < 1$$

SAFE

5.5.2. Fire design

Calculations are done for burn-through from one side.

Design value of snow, simultaneous wind:

$$N_{Ed,fi} = (1,17 + 0,2 \cdot 1 + 0 \cdot 0,4) \cdot 2,97 \cdot 1 = 4,07 \text{ kN}$$

$$p_{Ed,fi} = 0 \cdot q_{(z)} \cdot c \cdot 1 = 0 \text{ kN/m}$$

$$d_{ef} = d_{char,d} + k_0 d_0 = t \beta_u + k_0 d_0 = 30 \cdot 0,7 + 1 \cdot 7 = 28 \text{ mm}$$

$$f_{c,0,fi} = k_{fi} f_{c,0,k} = 1,15 \cdot 26,5 = 30,5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{fi} = 1000 \cdot (100 - 28) = 7,2 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Axial compression:

$$\sigma_{c,0,fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{A_{fi}} = \frac{4,07 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^4} = 0,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{y,fi} = \frac{3,25 \cdot 10^3}{\sqrt{\frac{72^2}{12}}} = 156,37$$

$$\lambda_{rel,y,fi} = \frac{156,37}{61,6} = 2,54 \rightarrow k_{c,y} = 0,148$$

$$k_{c,y} \cdot f_{c,0,fi} = 0,148 \cdot 30,5 = 4,51 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{c,0,fi} = 0,06 \text{ N/mm}^2$$

SAFE

Design value of wind, simultaneous snow:

$$N_{Ed,fi} = (1,17 + 0 \cdot 1 + 0 \cdot 0,4) \cdot 2,97 \cdot 1 = 3,47 \text{ kN}$$

$$p_{Ed,fi} = q_{(z)} \cdot c \cdot 1 \cdot \Psi = 0,571 \cdot 0,96 \cdot 0,6 = 0,32 \text{ kN/m}$$

$$f_{c,0,fi} = 30,5 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{fi} = 7,2 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Interaction of bending and compression

$$M_{Ed,fi} = \frac{0,32 \cdot 3,25^2}{8} = 0,42 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{c,0,fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{A_{fi}} = \frac{3,47 \cdot 10^3}{7,2 \cdot 10^4} = 0,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,y,fi} = 2,54 \rightarrow k_{c,y} = 0,148$$

$$k_{ll,y} = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \cdot \lambda_{rel,y,fi}^2} = \frac{1}{1 - \frac{0,05}{30,5} \cdot 2,54^2} = 1,01$$

$$\sigma_{m,y,d} = k_{ll,y} \cdot \frac{M_{Ed,fi}}{W_{y,fi}} = 1,01 \cdot \frac{0,42 \cdot 10^6}{\frac{1000 \cdot 72^2}{6}} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,fi} = k_{fi} \cdot f_{m,k} = 1,15 \cdot 28 = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,fi}}{k_{crit} \cdot f_{c,0,fi}} + \frac{\sigma_{m,y,fi}}{f_{m,fi}} = \frac{0,05}{0,148 \cdot 30,5} + \frac{0,49}{32,2} = 0,03 < 1$$

SAFE

5.5.3. Roof connection to wall

The roof connections to the walls are subjected to shear, and the roof slab is supported by the top surface of the wall. The shear is taken by screws, and the load of the roof is transferred through compression. If the roof separated from the wall during the lifting, the screws could bear a tension parallel to their axis.

The types of failure:

- screw fracture because of shear
- screw pull-out
- bearing stress failure

The shear beared by the bracing walls

Wall	Wall-roof slab		
	$V_{\text{wind+shading}}$		l
	[kN]	[kN/m]	[m]
1	33,00	9,24	3,57
2	22,84	1,98	11,52
3	29,78	8,63	3,45

(STRUCTURAL DETAIL ST302)

Connecting element: M8 5.6 screw

Calculation of the resistance of a connecting element:

Connection type: single shear screws

Parameters:

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	28,70	0	1,00	28,70
2	28,70	90	0,68	19,52

$$\beta = \frac{f_{h,\alpha,k,2}}{f_{h,\alpha,k,1}} = \frac{19,52}{28,70} = 0,68$$

$$\tau = \frac{t_2}{t_1} = \frac{150}{110} = 1,36$$

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{110}{\sqrt{\frac{33400}{28,70 \cdot 8}}} = 9,12$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = \tau \cdot \beta = 1,36 \cdot 0,68 = 0,92$$

$$C^{bending} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} \cdot \frac{1}{\mu} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{0,68}{1+0,68}} \cdot \frac{1}{9,12} = 0,16$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bending} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{bending} = 28,70 \cdot 110 \cdot 8 \cdot 0,16 = 4,04 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 4,04 = 2,80 \text{ kN}$$

Distribution of the screws

Wall	Wall-roof slab						
	V _{wind+shading}		I	screw distance	screw amount	ΣF _{Rd}	exploitation
	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]		[kN]	
1	33,00	9,24	3,57	0,25	14	39,2	84,2 %
2	22,84	1,98	11,52	0,70	16	44,8	51,0 %
3	29,78	8,63	3,45	0,25	14	39,2	76,0 %

The chosen distribution model is adapted to the calculated loads. A relatively high safety is designed for wall number 2, because if the modules are not assembled, they have to take the induced shear load individually as well.

Calculating pull-out

timber		GL28 h	screw		M8 5,6 x 260	geometry	
k _{mod}	-	0,9	d	mm	8	t ₁	mm
γ	-	1,3	M _{yk}	N/mm	33400	t ₂	mm
							110
							150

$$f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 410^{1,5} = 29,89 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ax,90,Rk} = n_{ef} \left(\pi \cdot d \cdot l_{ef} \right)^{0,8} \cdot f_{ax,90,k} = 1 \left(\pi \cdot 8 \cdot 102 \right)^{0,8} \cdot 29,89 = 15,94 \text{ kN}$$

$$F_{ax,90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{ax,90,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 15,94 = 11,04 \text{ kN}$$

Maximum effect of action from finite element model:

$$l_{crit} = 0,5m$$

triangular distributed load

$$p_{crit} = 30kN / m$$

$$F_{crit} = \frac{l_{crit} \times p_{crit}}{2} = 7,5kN$$

$$\frac{F_{crit}}{F_{ax,90,Rd}} = \frac{7,5}{11,04} = 0,68 < 1$$

SAFE

Calculation of bearing stress

The calculation is done for a 1 meter long wall section on the largest span roof section. The following table contains the loads supported by this wall section:

	F _{v,d}	γ	l	F _{v,d}
	kN/m ²		m	kN/m
glued-laminated timber	0,7	1,35	2,90	2,74
dead load	0,47	1,35		1,84
snow load	1,0	1,5		4,35
			ΣF _{Ed} =	8,93 kN/m

On the connecting beam at the top of the wall and on the roof panel also acts bearing pressure.

Calculating the resistance:

timber	GL28 h
k_{mod}	-
γ	-

compression strength perpendicular to grain	
$f_{c,90,g,k}$	N/mm^2
$f_{c,90,g,d}$	N/mm^2

geometry	
h	mm
b	mm
A	mm^2

During calculation we did not take the local compression into account, which would increase the resistance, so we decided for safety.

$$F_{Rd} = f_{c,90,g,d} \cdot A = 2,08 \cdot 100000 = 208kN$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{8,93}{208} = 0,04 < 1$$

SAFE

5.5.4. Floor to wall connection

The shear and moment of the bracing walls

Wall	Wall-Floor slab			
	$V_{\text{wind+shading}}$		l	$M_{\text{wind+shading}}$
	[kN]	[m]	[m]	[kNm]
1	47,97	3,57	3,57	128,95
2	40,70	11,52	11,52	94,21
3	43,29	3,45	3,45	112,00

(STRUCTURAL DETAIL ST301)

The loads are taken by bolts and steel plates sunk into the middle of the timber panels, welded to the HEB140 beam. The bolt groups to the sides are subjected to vertical and horizontal stress as well, while the inner groups only have horizontal loads from shear.

The types of failure:

- bolt fracture because of shear
- bearing stress failure

The bolt distribution emerged after several case studies, therefore, the ultimate resistance is compared to the acting load.

Calculating the shear of the most loaded bolt

wall		1	2	3
side bolt group				
number of columns		4	3	4
column distance	m	0.08	0.08	0.08
bolt to edge distance	m	0.15	0.19	0.15
number of rows		2	1	2
row distance	m	0.08	0.08	0.08
total number of bolts		8	3	8
effective bolt number		5.19	2.00	5.19
lever arm of connection	m	2.935	10.98	2.91

inner bolt group	
------------------	--

number of connections		5	6	4
number of columns		2	3	2
column distance		0.08	0.08	0.08
number of rows		1	1	1
row distance		0.08	0.08	0.08
bolts in the same group		2	3	2
total number of bolts		10	18	8
effective bolt number in the same group		1.39	2.00	1.39
total		6.95	12.01	5.56

total number of bolt groups				
total number of bolts		26	24	24
total effective bolt number		17.33	16.01	15.94

The most loaded bolts are located in the side groups. The loads supported by the group are evenly divided between the bolts, and thus we obtain the total load per connecting element.

Wall		1	2	3
$F_{Ed} = F_V$	kN	47.97	40.70	43.29
total effective bolt number		17.33	16.01	15.94
E_V	kN	2.77	2.54	3.90
M_{Ed}	kNm	128.95	94.21	112.0
lever arm	m	2.935	10.98	2.91
F_M	kN	43.93	8.58	38.49
total effective bolt number		5.19	2.00	5.19
E_M	kN	2.77	2.54	3.90
ΣF_{Ed}	kN	8.91	4.98	8.38
α	°	72.48	62.03	64.30

Calculation of the resistance of a connecting element:

We are going to calculate the resistance of the bolts for a case 75 ° angle to grain.

Type of connection: steel plate enclosed in lumber with double shear bolt

Parameters:

timber		GL28 h	bolt		M20 8.8	geometry	
k_{mod}	-	0,9	d	mm	20	t_1	mm
γ	-	1,3	M_{yk}	N/mm	579000	t_{steel}	mm
							45
							8 - thin

Embedment strength:

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26,90	75	0,62	16,68

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{45}{\sqrt{\frac{579000}{16,68 \cdot 20}}} = 1,08$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = 1,00$$

$$C^{bending} = 1,33$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bearing\ stress} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{bearing\ stress} = 16,68 \cdot 45 \cdot 20 \cdot 1,00 = 15,01\text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 15,01 = 10,39\text{ kN}$$

Wall		1	2	3
ΣF_{Ed}	kN	8,91	4,98	8,38
α	°	72,48	62,03	64,30
F_{Rd}	kN	10,39		
exploitation		86,8 %	47,9 %	80,7 %

We chose to distribute the bolts like this because it is adapted to the calculated load. A relatively high safety is designed for wall number 2, because if the modules are not assembled, they have to take the induced shear load individually as well.

Calculation of bearing stress

The calculation is done for a 1 meter long wall section on the highest part of the wall. The following table contains the loads supported by this wall section:

	$F_{v,d}$	γ	l	$F_{v,d}$
	kN/m^2		m	kN/m
load from the roof				8,93
load from the wall	1,03	1,35	2,92	4,06
			$\Sigma F_{Ed} =$	12,99 kN/m

On the wall panel's bracing beam at the bottom of the wall also compression perpendicular to the grain.

Calculating the resistance:

timber	GL28 h
k_{mod}	-
γ	-

compression strength perpendicular to grain	
$f_{c,90,g,k}$	N/mm^2
$f_{c,90,g,d}$	N/mm^2

geometry	
h	mm
b	mm
A	mm^2

During the calculation we did not take into account the bearing stress, which would increase the resistance, so we decided for safety.

$$F_{Rd} = f_{c,90,g,d} \cdot A = 2,08 \cdot 90000 = 187,2 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{12,99}{187,2} = 0,07 < 1$$

SAFE

5.5.5. Wall to Wall Connections

The walls are connected at the corners with screws, which are able to bear shear and axial load.

(STRUCTURAL DETAIL ST302)

Calculation of the resistance of a connecting element for shear:

Joint type: single shear screw

Parameters:

timber	GL28 h
--------	--------

screw	M8 5.6 x 200
-------	--------------

geometry	
----------	--

k_{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

d	mm	8
M_{yk}	N/mm	33400

t_1	mm	100
t_2	mm	100

Embedment strength

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	28,70	0	1,00	28,70
2	28,70	90	0,68	19,52

Auxiliary quantities:

$$\beta = \frac{f_{h,\alpha,k,2}}{f_{h,\alpha,k,1}} = \frac{19,52}{28,70} = 0,68$$

$$\tau = \frac{t_2}{t_1} = \frac{100}{100} = 1,0$$

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{33400}{28,70 \cdot 8}}} = 8,29$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} c^{bearing\ stress} \\ c^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$c^{bearing\ stress} = \tau \cdot \beta = 1,0 \cdot 0,68 = 0,68$$

$$c^{bending} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} \cdot \frac{1}{\mu} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{0,68}{1+0,68}} \cdot \frac{1}{8,29} = 0,18$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bending} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot c^{bending} = 28,70 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 0,18 = 4,13 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 4,13 = 2,86 \text{ kN}$$

If the distance between two screws is 30 cm, the joint's resistance is 9.53 kN/m.

Maximum effect of action from finite element model:

uniformly distributed load

$$p_{crit} = 1,94 \text{ kN / m}$$

$$\frac{p_{crit}}{p_{v,Rd}} = \frac{1,94}{9,53} = 0,20 < 1$$

SAFE

Calculations for pull-out

timber		GL28 h
k_{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

screw		M8 5.6 x 200
d	mm	8
M_{yk}	N/mm	33400

geometry		
t_1	mm	100
t_2	mm	100

$$f_{ax,k} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot \rho_k^{1,5} = 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 410^{1,5} = 29,89 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{ax,90,Rk} = n_{ef} (\pi \cdot d \cdot l_{ef})^{0,8} \cdot f_{ax,90,k} = 1 (\pi \cdot 8 \cdot 92)^{0,8} \cdot 29,89 = 14,68 \text{ kN}$$

$$F_{ax,90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{ax,90,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 14,68 = 10,16 \text{ kN}$$

If the distance between two screws is 30 cm, the joint's resistance is 33.87 kN/m.

Maximum effect of action from finite element model:

uniformly distributed load

$$p_{crit} = 3,52 \text{ kN/m}$$

$$\frac{p_{crit}}{p_{v,Rd}} = \frac{3,52}{33,87} = 0,10 < 1$$

SAFE

5.6. Internal walls

These are not load bearing walls, only partitions. The only loads that they bear are their own weight and that of the eventual furniture fixed onto them.

5.6.1. 1.6.1. Internal wall fixing

The inner walls are connected to the floor, roof and wall panels only to ensure the stability of the internal wall, without performing any structural tasks. In this join, we use M8 5.6 x 200 screws at 30 cm from each other. They are screwed diagonally to the floor panel at the bottom and to the roof panel at the top.

5.7. Facade steel column**5.7.1. Design of the Steel Column**

Cross section: RHS 60x60x4

Types of failure:

- column failure due to axial compression
- column buckling
- column failure due to fire load

Column failure due to axial compression:

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8,79 \times \frac{23,5}{1} = 206,565 kN$$

$$N_{E,d} = -31,22 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,22}{206,565} = 15\%$$

SAFE

Column buckling:

$$N_{E,d} = -31,22 kN$$

$$I_{0,y} = I_{0,z} = 250 \times 0,7 = 175 cm$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45,4}{8,79}} = 2,27 cm$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{175}{2,27} = 77,09$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{77,09}{93,9 \times 1,0} = 0,82$$

„a” buckling curve

$$\chi = 0,785$$

$$N_{b,R,d} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,785 \times 206,565 = -162,154 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{b,R,d}} = \frac{31,22}{162,154} = 19\%$$

SAFE

Column failure due to fire load:

The requirement is R30, which means a 30-minute stability. The column will be coated in SIKa UNITHERM STEEL S fire protection paint, which meets the prescribed requirements.

SAFE

5.7.2. Steel column to floor beam connection

Weld fracture:

$$l_w = 4 \times (6,0 - 2 \times 0,4) = 20,8 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{20,8 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 172,93 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = 33,21 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{33,21}{172,93} = 19\%$$

SAFE

5.8. Sun sail

The shade is a tensile textile structure, so tension will be the main stress in this case. According to the manufacturer's indications, 10 kN can be expected at the connection points.

5.8.1. Anchoring the sun sail

We calculate only the anchoring joint at the worst position. This one takes the highest stress.

Anchoring joint on the house's roof slab

(STRUCTURAL DETAIL ST327, ST328, ST329, ST330, ST331, ST332)

Anchoring joint to the Western edge (ST327, ST 328):

Type of joint: single shear bolt between steel plate and lumber roof slab

We demand at least 30 % spare in resistance, because of pull-out.

$$F_{Ed} = 10 \text{ kN}$$

$$\alpha = 52^\circ$$

$$F_x = 6,15 \text{ kN}$$

$$F_y = 7,88 \text{ kN}$$

$$y = 215 \text{ mm}$$

$$x = 876 \text{ mm}$$

$$M_{bolts,Ed} = 8,23 \text{ kNm}$$

Bolts amount: 4

$$I_p = \Sigma x^2 + \Sigma y^2 = 4 \cdot 175^2 + 4 \cdot 175^2 = 245000 \text{ mm}^2$$

Actions to one bolt:

$$F_{bolt,x} = \frac{F_x}{n} + \frac{M_{Ed}}{l_p} \cdot y = \frac{6,15 \cdot 10^3}{4} + \frac{8,23 \cdot 10^6}{245000} \cdot 175 = 1,54 + 5,88 = 7,42 kN$$

$$F_{bolt,y} = \frac{F_y}{n} + \frac{M_{Ed}}{l_p} \cdot x = \frac{7,88 \cdot 10^3}{4} + \frac{8,23 \cdot 10^6}{245000} \cdot 175 = 1,97 + 5,88 = 7,85 kN$$

$$F_{bolt} = \sqrt{F_{bolt,x}^2 + F_{bolt,y}^2} = 10,80 kN$$

$$\alpha = 47^\circ$$

Parameters:

faanyag	GL28 h
k _{mod}	-
γ	-

csavar	M20 8.8
d	mm
M _{yk}	N/mm

geometria	
t ₁	mm
t _{steel}	mm

Embedment strength:

	f _{h,0,k}	α	k _{h,α}	f _{h,α,k}
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26,90	50	0,72	19,37

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{140}{\sqrt{\frac{579000}{19,37 \cdot 20}}} = 3,62$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = 0,4$$

$$C^{bending} = 0,45$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bearing\ stress} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{bearing\ stress} = 19,37 \cdot 140 \cdot 20 \cdot 0,4 = 21,69 kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 21,69 = 15,02 kN$$

$$F_{v,Ed} = 10,80 kN$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{10,80}{15,02} = 0,72 < 1$$

SAFE

Anchoring joint on the southern wall's roof slab

Anchoring joint to the Eastern edge:

Type of joint: single shear bolt between steel plate and lumber roof slab

$$F_{Ed} = 10kN$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$F_x = 7,07kN$$

$$F_y = 7,07kN$$

$$y = 0mm$$

$$x = 250mm$$

$$M_{bolts,Ed} = 1,77kNm$$

Bolts amount: 4

$$I_p = \sum x^2 + \sum y^2 = 4 \cdot 50^2 + 4 \cdot 50^2 = 20000mm^2$$

Forces in the bolt:

$$F_{bolt,x} = \frac{F_x}{n} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot y = \frac{7,07 \cdot 10^3}{4} + 0 = 1,78 + 0 = 1,78kN$$

$$F_{bolt,y} = \frac{F_y}{n} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot x = \frac{7,07 \cdot 10^3}{4} + \frac{1,77 \cdot 10^6}{20000} \cdot 50 = 1,78 + 4,43 = 6,21kN$$

$$F_{bolt} = \sqrt{F_{bolt,x}^2 + F_{bolt,y}^2} = 6,46kN$$

$$\alpha = 74^\circ$$

Parameters:

faanyag	GL28 h
k _{mod}	- 0,9
γ	- 1,3

csavar	M20 8.8
d	mm 20
M _{yk}	N/mm 579000

geometria	
t ₁	mm 100
t _{steel}	mm 8 - thin

Embedment strength:

	f _{h,0,k}	α	k _{h,α}	f _{h,α,k}
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26,90	75	0,62	16,68

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{579000}{16,68 \cdot 20}}} = 2,40$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{\text{bearing stress}} \\ F_{v,Rk}^{\text{bending}} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{\text{bearing stress}} \\ C^{\text{bending}} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{\text{bearing stress}} = 0,4$$

$$C^{\text{bending}} = 0,68$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{\text{bearing stress}} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{\text{bearing stress}} = 16,68 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 0,4 = 13,34 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 13,34 = 9,24 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 6,46 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{6,46}{9,24} = 0,70 < 1$$

SAFE

5.9. Design of the glued-laminated timber panels of the floor structure

The height of the floor slab was adjusted to the steel beam size, with the slab sway taken into account, $h = 14$ cm.

5.9.1. Permanent design situations

Checking bending in ultimate limit state:

$$p_{Ed} = (1,35 \cdot 3,16 + 1,5 \cdot 2) \cdot 1 = 7,27 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{7,27 \cdot 2,84^2}{8} = 7,33 \text{ kNm}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{mk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{1000 \cdot 140^2}{6} \cdot 20,16 \times 10^{-6} = 65,86 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{7,33}{65,86} = 0,11 < 1 \quad \text{SAFE}$$

Checking shear in ultimate limit state:

$$V_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{7,27 \cdot 2,84}{2} = 10,32 \text{ kN}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,2 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 10,32 \cdot 10^3}{2 \cdot 1000 \cdot 140} = 0,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,11}{2,30} = 0,05 < 1 \quad \text{SAFE}$$

5.9.2. Fire design

We calculated with a burn-through from one side, checking the bending.

$$p_{Ed,fi} = (3,16 + 2 \cdot 0,5) \cdot 1 = 4,16 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed,fi} = \frac{p_{Ed,fi} \cdot l^2}{8} = \frac{4,16 \cdot 2,84^2}{8} = 4,19 \text{ kNm}$$

$$f_{m,fi} = k_{fi} f_{mk} = 1,15 \cdot 28 = 32,2 \text{ N/mm}^2$$

$$d_{ef} = d_{char,d} + k_0 \cdot d_0 = t \cdot \beta_u + k_0 \cdot d_0 = 30 \cdot 0,7 + 1 \cdot 7 = 28 \text{ mm}$$

$$h_{fi} = h - d_{ef} = 140 - 28 = 112 \text{ mm}$$

$$M_{Rd,fi} = W_{fi} f_{m,fi} = \frac{b \cdot h_{fi}^2}{6} f_{m,fi} = \frac{1000 \cdot 112^2}{6} \cdot 32,2 \cdot 10^{-6} = 67,32 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,fi}}{M_{Rd,fi}} = \frac{4,19}{67,32} = 0,06 < 1$$

SAFE

5.9.3. Checking serviceability limit state

Checking slab deflection:

The criterion of deflection is L/350 because of the connected building construction elements.

$$\frac{L}{250} = \frac{2840}{350} = 8,11 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} U_{fin} &= U_{inst,G} (1 + k_{def}) + U_{inst,Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + U_{inst,Q_2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def}) = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EI} [g_k (1 + k_{def}) + q_1 (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + q_2 (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})] = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{2840^4}{12600 \cdot \frac{1000 \cdot 140^3}{12}} [3,162(1 + 0,6) + 2,00(1 + 0 \cdot 0,6)] = 2,075 \text{ mm} \end{aligned}$$

SAFE

Checking slab vibration:

The criterion for vibration is at least 8 Hz.

$$f \approx \frac{\pi}{2 \times l^2} \times \sqrt{\frac{(E \times I)_l}{m}} = \frac{\pi}{2 \times 2,84^2} \times \sqrt{\frac{(1,26 \times 10^{10} \times 2,287 \times 10^{-4})}{516,2}} = 14,6 \text{ Hz}$$

Vibration of the floor slab at serviceability limit state is about 14,6 Hz, which is much higher than the criterion.

SAFE

5.10. Design of the steel beams of the floor structure

5.10.1. Failure of the HEB 140 beam in ultimate limit state

The types of failure:

- beam failure due to interaction of biaxial bending and axial force
- beam failure due to biaxial shear and torsion
- lateral torsional buckling

Beam failure due to interaction of biaxial bending and axial force:

The greatest stresses in the beam occur during the lifting process. Torsional forces are not present at the greatest stress combination of the beam.

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 42,96 \times \frac{23,5}{1} = 1009,56 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -4,83 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{4,83}{1009,56} = 0\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 215,6 \times \frac{23,5}{1} = 5066,60 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -4158,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{4158,00}{5066,60} = 82\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 78,52 \times \frac{23,5}{1} = 1845,22 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 5 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{5}{1845,22} = 0\%$$

$$0\% + 82\% + 0\% = 82\%$$

SAFE

Beam failure due to biaxial shear and torsion:

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 13,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 kN$$

$$V_{z,E,d} = 62,92 kN$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{62,92}{177,47} = 35\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 34,84 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 472,70 kN$$

$$V_{y,E,d} = 0,43 kN$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,43}{472,70} = 0\%$$

Warping torsion acts on the beam that causes normal stresses as well. The calculation of these is very difficult so we set up 2 criteria to avoid the exact calculation of these normal stresses. We limit the normal stresses come from the biaxial bending moment and axial force at 80% of tensile strength and we calculate the shear stresses from a formula that approximate for safety with a limit of 70% of shear stress.

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 1,2^3 + 12,8 \times 0,7^3) \times 23,5}{1,2 \times \sqrt{3} \times 1} = 198,89 kNcm$$

$$T_{E,d} = 60,00 kNcm$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{60,00}{198,89} = 30\%$$

$$35\% + 0\% + 30\% = 65\%$$

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{y,d}} = \frac{-18,85}{23,5} = 80\%$$

Our criteria are fulfilled, normal stress: 80%.

SAFE

Lateral torsional buckling

The beam is constantly held in position by the lumber floor slab, so there is no risk of lateral torsional buckling.

SAFE

5.10.2. The failure of the IPE 140 beam in ultimate limit state

The types of failure:

- beam failure due to interaction of biaxial bending and axial force
- beam failure due to biaxial shear and torsion
- lateral torsional buckling

Beam failure due to interaction of biaxial bending and axial force:

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 16,43 \times \frac{23,5}{1} = 386,11 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -0,15 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{0,15}{386,11} = 0\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 77,32 \times \frac{23,5}{1} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -1196,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{1196,00}{1817,02} = 66\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12,31 \times \frac{23,5}{1} = 289,30 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 16 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{16}{289,30} = 0\%$$

$$0\% + 66\% + 0\% = 66\%$$

SAFE

Beam failure due to biaxial shear and torsion:

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 7,64 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 103,66 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 15,29 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{15,29}{103,66} = 15\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 10,50 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 142,46 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 1,41 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{1,41}{142,46} = 1\%$$

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{\max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 7,3 \times 0,69^3 + 13,31 \times 0,47^3) \times 23,5}{0,69 \times \sqrt{3} \times 1} = 40,49 \text{ kNcm}$$

$$T_{E,d} = 0 \text{ kNcm}$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{0}{40,49} = 0\%$$

$$15\% + 1\% + 0\% = 16\%$$

SAFE

Lateral torsional buckling

The beam is constantly held in position by the lumber floor slab, so there is no risk of lateral torsional buckling.

SAFE

5.10.3. Steel beam joint

Fracture of the weld between the beams

The seam is a single sided butt weld, so the strength equals to that of the material. Since the material meets the criteria, the structure meets them too.

SAFE

5.11. Design of footing

(STRUCTURAL DETAILS ST002, ST003, ST004)

5.11.1. Design of foundation

The required footing size is calculated based on the loads of each member. The following table shows the dimensions used, the applicable loads and exploitation. The footing members marked 1-19 can be found under the building, the members marked 20-50 are under the terrace and the summer wall.

Schedule	Width (cm)	Length (cm)	Area (m2)	Load 1 (kN)	Load 2 (kN)	Load 3 (kN)	Stress (kN/m2)	F _{Ed} /F _{Rd}	Connecting elements	Foundation pad type
1.	80	80	0,64	20,68	0	0	32,31	65%	1 piece Purenit block	K-1
2.	80	80	0,64	18,92	0	0	29,56	59%	1 piece Purenit block	K-1
3.	80	110	0,88	31,44	0	0	35,73	71%	1 piece Purenit block	K-2
4.	80	110	0,88	10,41	0	4,97	17,48	35%	1 piece Purenit block	K-3
									1 piece IPE 140	

5.	110	80	0,88	17,57	14,82	0	36,81	74%	2 piece Purenit block	K-2
6.	80	110	0,88	14,49	12,61	0	30,80	62%	2 piece Purenit block	K-2
7.	80	110	0,88	17,77	11,96	0	33,78	68%	2 piece Purenit block	K-2
8.	80	110	0,88	12,64	9,71	9,54	36,24	72%	2 piece Purenit block	K-2
									1 piece IPE 140	
9.	110	80	0,88	13,88	12,87	0	30,40	61%	2 piece Purenit block	K-2
10.	80	80	0,64	10,99	11,05	0	34,44	69%	2 piece Purenit block	K-1
11.	80	80	0,64	11,02	10,28	0	33,28	67%	2 piece Purenit block	K-1
12.	80	110	0,88	11,18	8,52	6,71	30,01	60%	2 piece Purenit block	K-2
									1 piece IPE 140	
13.	110	80	0,88	12,29	12,8	0	28,51	57%	2 piece Purenit block	K-2
14.	80	80	0,64	9,42	10,12	0	30,53	61%	2 piece Purenit block	K-1
15.	80	80	0,64	9,43	9,05	0	28,88	58%	2 piece Purenit block	K-1
16.	80	110	0,88	9,89	7,84	6,55	27,59	55%	2 piece Purenit block	K-2
									1 piece IPE 140	
17.	80	80	0,64	12,6	0	0	19,69	39%	1 piece Purenit block	K-1
18.	80	80	0,64	24,42	0	0	38,16	76%	1 piece Purenit block	K-1
19.	80	110	0,88	9,65	0	4,73	16,34	33%	1 piece Purenit block	K-3
									1 piece IPE 140	
20.	45	65	0,2925	0	0	9,41	32,17	64%	1 piece IPE 140	K-5
21.	45	65	0,2925	0	0	7,4	25,30	51%	1 piece IPE 140	K-5
22.	45	65	0,2925	0	0	3,09	10,56	21%	1 piece IPE 140	K-5
23.	45	65	0,2925	0	0	3,18	10,87	22%	1 piece IPE 140	K-5

24.	45	65	0,2925	0	0	14,67	50,15	100%	1 piece IPE 140	K-5
25.	45	65	0,2925	0	0	12,73	43,52	87%	1 piece IPE 140	K-5
26.	45	65	0,2925	0	0	7,12	24,34	49%	1 piece IPE 140	K-5
27.	45	65	0,2925	0	0	14,62	49,98	100%	1 piece IPE 140	K-5
28.	45	65	0,2925	0	0	12,45	42,56	85%	1 piece IPE 140	K-5
29.	45	65	0,2925	0	0	5,47	18,70	37%	1 piece IPE 140	K-5
30.	45	65	0,2925	0	0	4,05	13,85	28%	1 piece IPE 140	K-5
31.	45	65	0,2925	0	0	15,57	53,23	106%	1 piece IPE 140	K-5
32.	45	65	0,2925	0	0	13,26	45,33	91%	1 piece IPE 140	K-5
33.	45	65	0,2925	0	0	6,32	21,61	43%	1 piece IPE 140	K-5
34.	65	65	0,4225	0	0	16,48	39,01	78%	1 piece IPE 140	K-4
35.	65	65	0,4225	0	0	14,26	33,75	68%	1 piece IPE 140	K-4
36.	45	65	0,2925	0	0	6,32	21,61	43%	1 piece IPE 140	K-5
37.	45	65	0,2925	0	0	6,55	22,39	45%	1 piece IPE 140	K-5
38.	65	65	0,4225	0	0	17,39	41,16	82%	1 piece IPE 140	K-4
39.	65	65	0,4225	0	0	15,19	35,95	72%	1 piece IPE 140	K-4
40.	45	65	0,2925	0	0	6,62	22,63	45%	1 piece IPE 140	K-5
41.	65	65	0,4225	0	0	18,21	43,10	86%	1 piece IPE 140	K-4
42.	65	65	0,4225	0	0	16,61	39,31	79%	1 piece IPE 140	K-4
43.	65	65	0,4225	0	0	11,48	27,17	54%	1 piece IPE 140	K-4
44.	45	65	0,2925	0	0	9,16	31,32	63%	1 piece IPE 140	K-5
45.	65	65	0,4225	0	0	21,63	51,20	102%	1 piece IPE 140	K-4
46.	65	65	0,4225	0	0	18,95	44,85	90%	1 piece IPE 140	K-4
47.	65	65	0,4225	0	0	23,6	55,86	112%	1 piece IPE 140	K-4
48.	45	65	0,2925	0	0	9,36	32,00	64%	1 piece IPE 140	K-5
49.	45	65	0,2925	0	0	9,18	31,38	63%	1 piece IPE 140	K-5
50.	65	65	0,4225	0	0	7,82	18,51	37%	1 piece IPE 140	K-4

5.11.2. Design of Purenit blocks

The loads of the steel beams are transferred by Purenit insulating blocks to the footing. The cross-section dimension of all these elements is 14 cm × 14 cm at each point.

The compressive strength of Purenit is at least:

55

$$f_{c,k} = 5,5 \text{ MPa} = 0,55 \text{ kN / cm}^2$$

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma} = \frac{0,55}{1,5} = 0,37 \text{ kN / cm}^2$$

$$N_{E,d} = 31,44 \text{ kN}$$

$$N_{R,d} = A \cdot f_{c,d} = 14 \cdot 14 \cdot 0,37 = 72,52 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,44}{72,52} = 43\%$$

SAFE

5.12. Design of temporary bracing

5.12.1. Failure of temporary bracing on the long-side

Types of failure:

- rod failure due to tension
- buckling of rod
- failure DIN 1480 coupling-box

Rod failure due to tension:

A merevítést csak húzásra terveztük.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7,07 \times \frac{23,5}{1} = 166,145 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{166,145} = 19\%$$

SAFE

Buckling of rod:

We check if the rod will avoid compression as we supposed.

$$N_{c,R,d} = 166,145 \text{ kN}$$

$$l_{0,y} = l_{0,z} = 418 \times 1,0 = 418 \text{ cm}$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3^4 \times \pi}{64 \times \frac{3^2 \times \pi}{4}}} = 0,75 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{418}{0,75} = 557,33$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{557,33}{93,9 \times 1,0} = 5,94$$

„c” buckling curve

$$\chi = -$$

For such high slenderness there is no buckling factor.

We supposed the rod as it can only bear tension and the calculation verified that the rod will avoid very small compression as well.

SAFE

Failure of DIN 1480 coupling-box:

A kiválasztott feszítőanya teherbírása 6,5 tonna, ami

$$N_{R,d} = +65,00kN.$$

$$N_{E,d} = +31,52kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{65,00} = 48\%$$

SAFE

5.12.2. Joint of temporary bracing at the beam on the long-side

(STRUCTURAL DETAIL ST323)

Types of failure:

- rod's plate failure due to tension
- ductile fracture of rod's plate
- fracture of weld
- failure of bolt
- failure of L steel mounting bolts

Rod's plate failure due to tension:

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 5 \times \frac{23,5}{1} = 94,00kN$$

$$N_{E,d} = +31,52kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{94,00} = 34\%$$

SAFE

Ductile fracture of rod's plate

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (5 - 1,8) \times \frac{36,0}{1,25} = 73,728kN$$

$$N_{E,d} = +31,52kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{73,728} = 43\%$$

SAFE

Fracture of weld

$$l_w = 4 \times (5,0 - 2 \times 0,4) = 16,8 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{16,8 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 139,67 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{31,52}{139,67} = 23\%$$

SAFE

Failure of bolt

The bolt belongs to class „A“, so we design it to shear and bearing stress.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 77,184 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{31,52}{77,184} = 41\%$$

$$F_{b,R,d} = k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times \frac{0,74 \times 36 \times 1,8 \times 0,8}{1,25} = 76,723 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{4,0}{1,8} - 1,7; 2,5 \right) = \min(4,52; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{4,0}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0 \right) = \min(0,74; 2,22; 1,0) = 0,74$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{31,52}{76,723} = 41\%$$

SAFE

Failure of L steel mounting bolts:

The bolts belong to class „A“, so we design it to shear and bearing stress.

The horizontal component of the force causes shear, the vertical pull-out.

We screw the bolt into the thread of the hole made in the flange of the steel beam. The resistance of this is equal to the bolt's resistance to tension.

$$F_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\alpha = 47^\circ$$

$$F_{x,E,d} = F_{E,d} \times \cos \alpha = 31,52 \times 0,682 = +21,50 \text{ kN}$$

$$F_{y,E,d} = F_{E,d} \times \sin \alpha = 31,52 \times 0,731 = +23,05 \text{ kN}$$

$$F_{t,R,d} = A_s \times \frac{f_{y,b}}{\gamma_{M0}} = 2 \times 0,84 \times \frac{64}{1,0} = 107,52 kN$$

$$\frac{F_{E,d,y}}{F_{t,R,d}} = \frac{23,05}{107,52} = 21\%$$

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 2 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 1,13}{1,25} = 86,784 kN$$

$$\frac{F_{E,d,x}}{F_{v,R,d}} = \frac{21,50}{86,784} = 25\%$$

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,90 \times 36 \times 1,2 \times 1,0}{1,25} = 155,52 kN$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{3,7}{1,3} - 1,7; 2,5\right) = \min(6,27; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{3,5}{3 \times 1,3}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,90; 2,22; 1,0) = 0,90$$

$$\frac{F_{E,d,x}}{F_{b,R,d}} = \frac{21,50}{155,52} = 14\%$$

SAFE

5.12.3. Joint of temporary bracing at the roof on the long-side

(STRUCTURAL DETAIL ST324)

The types of failure:

- rod's plate failure due to tension
- ductile fracture of rod's plate
- fracture of weld
- failure of bolt
- failure of L steel mounting bolts
- failure of the rods at the slab:

Rod's plate failure due to tension:

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 5 \times \frac{23,5}{1} = 94,00 kN$$

$$N_{E,d} = +31,52 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{94,00} = 34\%$$

SAFE

Ductile fracture of rod's plate

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (5 - 1,8) \times \frac{36,0}{1,25} = 73,728 kN$$

$$N_{E,d} = +31,52 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{73,728} = 43\%$$

SAFE

Fracture of weld

$$l_w = 4 \times (5,0 - 2 \times 0,4) = 16,8 cm$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{16,8 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 139,67 kN$$

$$F_{E,d} = +31,52 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{31,52}{139,67} = 23\%$$

SAFE

Failure of bolt

The bolt belongs to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 77,184 kN$$

$$F_{E,d} = +31,52 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{31,52}{77,184} = 41\%$$

$$F_{b,R,d} = k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times \frac{0,74 \times 36 \times 1,8 \times 0,8}{1,25} = 76,723 kN$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{4,0}{1,8} - 1,7; 2,5 \right) = \min(4,52; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{4,0}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0 \right) = \min(0,74; 2,22; 1,0) = 0,74$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{31,52}{76,723} = 41\%$$

SAFE

Failure of the rods at the slab:

The bolts belong to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

The force component parallel to the roof causes shear, the perpendicular pull-out.

We screw the bolt into the thread of the hole made in the rod built in the roof

slab. The resistance of this is equal to the bolt's resistance to tension.

The pull-out of the rods is hampered by the plate at their back.

This plate produces bearing stress to the lumber.

$$F_{E,d} = +31,52kN$$

$$\alpha = 41,1^\circ$$

$$F_{E,d,\parallel} = F_{E,d} \times \cos \alpha = 31,52 \times 0,754 = +23,77kN$$

$$F_{E,d,\perp} = F_{E,d} \times \sin \alpha = 31,52 \times 0,657 = +20,71kN$$

$$F_{t,R,d} = A_s \times \frac{f_{y,b}}{\gamma_{M0}} = 2 \times 0,84 \times \frac{64}{1,0} = 107,52kN$$

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{t,R,d}} = \frac{23,05}{107,52} = 21\%$$

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 2 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 1,13}{1,25} = 86,784kN$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{v,R,d}} = \frac{23,77}{86,784} = 27\%$$

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,90 \times 36 \times 1,2 \times 1,0}{1,25} = 155,52kN$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{3,7}{1,3} - 1,7; 2,5 \right) = \min(6,27; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{3,5}{3 \times 1,3}; \frac{80}{36}; 1,0 \right) = \min(0,90; 2,22; 1,0) = 0,90$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{b,R,d}} = \frac{23,77}{155,52} = 15\%$$

Resistance of the lumber against the bearing stress.

$$F_{c,90,g,R,d} = A \times k_{mod} \times \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = 20 \times 5 \times 0,9 \times \frac{0,3}{1,3} = 20,77kN$$

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{c,90,g,R,d}} = \frac{20,71}{20,77} = 99\%$$

Resistance of the lumber against the rods stress paralel to the grain.

$$F_{c,0,g,R,d} = m \times k_{mod} \times \frac{f_{c,k}}{\gamma} \times A = 2 \times 0,9 \times \frac{2,65}{1,25} \times 13 \times 2,4 = 119,06kN$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{c,0,g,R,d}} = \frac{23,77}{119,06} = 20\%$$

SAFE

5.12.4. Failure of temporary bracing on the short-side

Types of failure:

- Failure of the rod due to axial force
- Buckling of the rod

Failure of the rod due to axial force:

$$N_{E,d} = -21,82kN$$

design value of tensile force at the wall

$$N_{E,d} = +7,71kN$$

design value of tensile force at the columns

$$N_{E,d} = +20,75kN$$

We design the hollow section to the largest axial force.

We design the wall joint to the authoritative tensile force at the wall.

$$c = 4,4cm$$

$$t = 0,4cm$$

$$\frac{c}{t} = \frac{4,4}{0,4} = 11 < 33 \times \varepsilon = 33$$

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{\epsilon R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8,79 \times \frac{23,5}{1} = 206,565kN$$

$$N_{E,d} = -21,82kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{\epsilon R,d}} = \frac{21,82}{206,565} = 11\%$$

SAFE

Buckling of the rod:

$$l_{0,y} = l_{0,z} = 347,6 \times 1 = 347,6cm$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45,4}{8,79}} = 2,27cm$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{347,6}{2,27} = 153,13$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{153,13}{93,9 \times 1,0} = 1,63$$

„a” buckling curve

$$\chi = 0,323$$

$$N_{b R,d} = \chi \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,323 \times 206,565 = -66,72kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{b R,d}} = \frac{21,82}{66,72} = 33\%$$

SAFE

5.12.5. Joint of temporary bracing on the short-side by the column

(STRUCTURAL DETAIL ST325)

Types of failure:

- rod's plate failure due to compression
- buckling of the plate
- ductile fracture of the rod's plate
- weld fracture
- bolt failure
- failure of the bolts mounting the "T" element
- fracture of the weld of the "T" element

Rod's plate failure due to compression

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 8 \times \frac{23,5}{1} = 150,40 kN$$

$$N_{E,d} = -21,82 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{21,82}{150,4} = 15\%$$

SAFE

Buckling of the plate

$$c = 8 cm$$

$$t = 0,8 cm$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0,8}{8,0} = 10 < 33 \times \varepsilon = 33$$

The section belongs to the 1st cross-section class.

$$N_{E,d} = -21,82 kN$$

$$I_{0,y} = I_{0,z} = 7 \times 0,7 = 4,9 cm$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{34,13}{6,4}} = 2,31 cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{0,34}{6,4}} = 0,23 cm$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i_z} = \frac{4,9}{0,23} = 21,30$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{21,30}{93,9} = 0,23$$

„c” buckling curve

$$\chi = 0,985$$

$$N_{b,R,d} = \chi \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,985 \times 150,40 = -148,144 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{b,R,d}} = \frac{21,82}{148,144} = 15\%$$

SAFE

Ductile fracture of the rod's plate

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (8 - 1,8) \times \frac{36,0}{1,25} = 142,848 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +20,75 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{20,75}{142,848} = 14\%$$

SAFE

Weld fracture:

$$l_w = 4 \times (5,0 - 2 \times 0,4) = 16,8 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{16,8 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 139,67 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -21,82 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{21,82}{139,67} = 16\%$$

SAFE

Bolt failure:

The bolts belong to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 77,184 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -21,82 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{21,82}{77,184} = 28\%$$

$$F_{b,R,d} = k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times \frac{0,74 \times 36 \times 1,8 \times 0,8}{1,25} = 76,723 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{4,0}{1,8} - 1,7; 2,5\right) = \min(4,52; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{4,0}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,74; 2,22; 1,0) = 0,74$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{21,82}{76,723} = 28\%$$

SAFE

Failure of the bolts mounting the "T" element:

The bolts belong to class „A“, so we design it to shear and bearing stress. The vertical component of the force causes shear, the horizontal pull-out. We place the bolt into the hole of the column and on the other side we apply a nut. The tension is taken by the bolt itself.

$$F_{E,d} = +20,75kN$$

$$\alpha = 49,0^\circ$$

$$F_{E,d,\parallel} = F_{E,d} \times \cos \alpha = 20,75 \times 0,656 = +13,612kN$$

$$F_{E,d,\perp} = F_{E,d} \times \sin \alpha = 20,75 \times 0,755 = +15,666kN$$

$$F_{t,R,d} = A_s \times \frac{f_{y,b}}{\gamma_{M0}} = 2 \times 0,84 \times \frac{64}{1,0} = 107,52kN$$

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{t,R,d}} = \frac{15,666}{107,52} = 15\%$$

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2 \times \frac{0,6 \times 80 \times 1,13}{1,25} = 199,68kN$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{v,R,d}} = \frac{13,612}{199,68} = 7\%$$

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,77 \times 36 \times 1,2 \times 0,8}{1,25} = 106,445kN$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{3,0}{1,3} - 1,7; 2,5\right) = \min(4,76; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{3,0}{3 \times 1,3}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,77; 2,22; 1,0) = 0,77$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{b,R,d}} = \frac{13,612}{106,445} = 13\%$$

SAFE

Fracture of the weld of the "T" element:

$$l_w = 2 \times (8,0 - 2 \times 0,4) = 14,4 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{14,4 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 119,72 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -21,82 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{21,82}{119,72} = 18\%$$

SAFE

5.12.6. Joint of the temporary bracing on the short-side by the wall

(STRUCTURAL DETAIL ST326)

The types of failure:

- fracture of the rod's plate due to tension
- ductile fracture of the rod's plate
- weld fracture
- bolt failure
- failure of the bolts mounting the "T" element
- failure of the rods at the wall
- fracture of the weld of the "T" element

Fracture of the rod's plate due to tension

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 8 \times \frac{23,5}{1} = 150,40 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +7,71 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{7,71}{150,4} = 5\%$$

SAFE

Ductile fracture of the rod's plate

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (8 - 1,8) \times \frac{36,0}{1,25} = 142,848 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +7,71 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{7,71}{142,848} = 5\%$$

SAFE

Weld fracture:

$$l_w = 4 \times (5,0 - 2 \times 0,4) = 16,8 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{16,8 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 139,67 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = +7,71 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{7,71}{139,67} = 6\%$$

SAFE

Bolt failure:

The bolts belong to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 77,184 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = +7,71 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{7,71}{77,184} = 10\%$$

$$F_{b,R,d} = k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times \frac{0,74 \times 36 \times 1,8 \times 0,8}{1,25} = 76,723 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{4,0}{1,8} - 1,7; 2,5 \right) = \min(4,52; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{4,0}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0 \right) = \min(0,74; 2,22; 1,0) = 0,74$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{7,71}{76,723} = 10\%$$

SAFE

Failure of the rods at the wall

The bolts belong to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

The vertical component of the force causes shear, the horizontal pull-out.

We screw the bolt into the thread of the hole made in the rod built in the wall. The resistance of this is equal to the bolt's resistance to tension.

The pull-out of the rods is hampered by the plate at their back.

This plate produces bearing stress to the lumber.

$$F_{E,d} = +7,71 \text{ kN}$$

$$\alpha = 51,1^\circ$$

$$F_{E,d,\parallel} = F_{E,d} \times \cos \alpha = 7,71 \times 0,630 = +4,857 kN$$

$$F_{E,d,\perp} = F_{E,d} \times \sin \alpha = 7,71 \times 0,778 = +6,00 kN$$

$$F_{t,R,d} = A_s \times \frac{f_{y,b}}{\gamma_{M0}} = 2 \times 0,84 \times \frac{64}{1,0} = 107,52 kN$$

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{t,R,d}} = \frac{4,857}{107,52} = 5\%$$

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 2 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 1,13}{1,25} = 86,784 kN$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{v,R,d}} = \frac{6,00}{86,784} = 7\%$$

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,90 \times 36 \times 1,2 \times 1,0}{1,25} = 155,52 kN$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{3,7}{1,3} - 1,7; 2,5 \right) = \min(6,27; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0 \right) = \min \left(\frac{3,5}{3 \times 1,3}; \frac{80}{36}; 1,0 \right) = \min(0,90; 2,22; 1,0) = 0,90$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{b,R,d}} = \frac{6,00}{155,52} = 4\%$$

Resistance of the lumber against the bearing stress.

$$F_{c,90,g,R,d} = A \times k_{mod} \times \frac{f_{c,90,g,k}}{\gamma_M} = 20 \times 5 \times 0,9 \times \frac{0,3}{1,3} = 20,77 kN$$

$$\frac{F_{E,d,\perp}}{F_{c,90,g,R,d}} = \frac{4,857}{20,77} = 23\%$$

Resistance of the lumber against the rods stress parallel to the grain.

$$F_{c,0,g,R,d} = m \times k_{mod} \times \frac{f_{c,k}}{\gamma} \times A = 2 \times 0,9 \times \frac{2,65}{1,25} \times 13 \times 2,4 = 119,06 kN$$

$$\frac{F_{E,d,\parallel}}{F_{c,0,g,R,d}} = \frac{6,00}{119,06} = 5\%$$

SAFE

Fracture of the weld of the "T" element

$$l_w = 2 \times (8,0 - 2 \times 0,4) = 14,4 cm$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{14,4 \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 119,72 kN$$

$$F_{E,d} = +7,71 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{7,71}{119,72} = 6\%$$

SAFE

5.13. Lifting**5.13.1. Calculation of the lifting loads**

After calculating the correct lifting points, several cases have been investigated with finite element program (AxisVM). Basically, the four web slings are working together, but it can happen that only three work simultaneously. We designed for the last case as the standard.

5.13.2. Selection of the web sling

We hang the web sling from the lifting crane with shackles on both ends.

The maximum load of the strap	8000 kg = 80 kN
Maximum calculated force	82.62 kN
Utilization	103%
Width of the web sling	24 cm

According to the data provided by the manufacturer, the web strings are designed with a partial safety factor of 7, therefore the excess is permissible.

5.13.3. Selection of the shackle

The maximum load of the shackle	9500 kg = 95 kN
Maximum calculated power	82.62 kN
Utilization	87%

5.13.4. Selection of hooks

Material	Material class 10
The maximum load of the hook	10 000 kg = 100 kN
Maximum calculated power	82.62 kN
Utilization	83%

5.13.5. Selection of the chain slings

Material	Material class 10
The maximum suspension load of the slings from 0 to 45 °	21 200 kg = 212 kN
The maximum suspension load of the slings 45-60 °	15 000 kg = 150 kN
Calculated mass of the largest box	119,620 kg = 119,62 kN
Utilization	80%

5.13.6. The shorter cantilever

(STRUCTURAL DETAIL ST320)

Types of failure:

- cantilever failure by bending
- cantilever failure by shear
- ductile fracture of the plate next to the hole
- shear and ductile fracture next to the hole
- weld fracture
- failure of the lifting shackle
- failure of the web sling
- failure of HEB beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of HEB beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- failure of IPE beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of IPE beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- fracture of the welded joint between the beams

Cantilever failure by bending:

S355 material class

$$t = 1,2 \text{ cm}$$

$$c = 2,3 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 355} = 0,81$$

$$\frac{c}{t} = \frac{2,3}{1,2} = 1,96 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

The section belongs to the 1st cross-section class.

$$M_{Rd,pl} = \frac{W_{y,el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,2 \times 11,6^2}{6} \times \frac{35,5}{1} = 955,376 \text{ kNcm}$$

$$F_{Ed} = 91,44 \text{ kN}$$

$$k = 2,3 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = F_{Ed} \times k = 91,44 \times 2,3 = 210,312 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = \frac{210,312}{955,376} = 22\%$$

SAFE

Cantilever failure by shear

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I \times t} = \frac{91,44 \times \frac{1,2 \times 11,6^2}{8}}{\frac{1,2 \times 11,6^3}{12} \times 1,2} = 9,85 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 20,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} = \frac{9,85}{20,50} = 48\%$$

SAFE

Plate's ductile fracture next to the hole:

$$A_{net} = (b - n \times d_0 + \sum_{i=1}^2 \frac{s_i^2}{4 \times p_i}) \times t = (11,3 - 1 \times 2,6 + \frac{0^2}{4 \times 4,0} + \frac{4,0^2}{4 \times 7,3}) \times 1,2 = 11,10 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rd,pl} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 11,10 \times \frac{51,0}{1,25} = 452,88 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd,pl}} = \frac{91,44}{452,88} = 20\%$$

SAFE

Shear and ductile fracture next to the hole:

$$F_{Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 2,7 \times 1,2 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} + 2,7 \times 1,2 \times \frac{51,0}{1,25} = 198,60 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{91,44}{198,60} = 46\%$$

SAFE

Weld fracture:

First, the effects of action are to be determined because the weld is eccentrically loaded. With good approach the vertical section of the weld will take whole the vertical load, while the two horizontal sections will take only the components of the moment. The moment was calculated on the center of gravity of the weld.

$$x_0 = \frac{7,2 \times 0,5 \times 0,18 + 2 \times 4,0 \times 0,5 \times 4,15}{7,2 \times 0,5 + 2 \times 4,0 \times 0,5} = 2,27 \text{ cm}$$

$$y_0 = 0 \text{ cm}$$

$$M_{E,d} = F_{E,d} \times k = 91,44 \times (8,7 - 2,27) = 587,96 \text{ kNcm}$$

$$N_{E,d} = \frac{M_{E,d}}{z} = \frac{587,96}{11,25} = 52,26 \text{ kN}$$

$$N_{R,d} = 2 \times \frac{l \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = 2 \times \frac{4,0 \times 0,5 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 83,14 \text{ kN}$$

$$V_{R,d} = 2 \times \frac{l \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = 2 \times \frac{7,2 \times 0,5 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 149,65 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{52,26}{83,14} = 63\%$$

$$\frac{V_{E,d}}{V_{R,d}} = \frac{91,44}{149,65} = 61\%$$

SAFE

Failure of the lifting shackle

Suitably load-bearer product is to be selected.

SAFE

Failure of the web sling

Suitably load-bearer product is to be selected.

SAFE

Failure of HEB beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 42,96 \times \frac{23,5}{1} = 1009,56 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +14,71 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{14,71}{1009,56} = 1\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 215,6 \times \frac{23,5}{1} = 5066,60 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -1232,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{1232,00}{5066,60} = 24\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 78,52 \times \frac{23,5}{1} = 1845,22 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 16 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{16}{1845,22} = 1\%$$

$$1\% + 24\% + 1\% = 26\%$$

SAFE

Failure of HEB beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 13,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 9,98 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{9,98}{177,47} = 6\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 34,84 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 472,70 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 0,99 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,99}{472,70} = 0\%$$

Warping torsion acts on the beam that causes normal stresses as well. The calculation of these is very difficult so we set up 2 criteria to avoid the exact calculation of these normal stresses. We limit the normal stresses come from the biaxial bending moment and axial force at 80% of tensile strength and we calculate the shear stresses from a formula that approximate for safety with a limit of 70% of shear stress.

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{\max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 1,2^3 + 12,8 \times 0,7^3) \times 23,5}{1,2 \times \sqrt{3} \times 1} = 198,89 \text{ kNcm}$$

$$T_{E,d} = 29,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{29,00}{198,89} = 15\%$$

$$6\% + 0\% + 15\% = 21\%$$

Our criteria are fulfilled, normal stress: 26%.

SAFE

Failure of IPE beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 16,43 \times \frac{23,5}{1} = 386,11 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +0,74 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{0,74}{386,11} = 0\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 77,32 \times \frac{23,5}{1} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = 648,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{648,00}{1817,02} = 36\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12,31 \times \frac{23,5}{1} = 289,30 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 5 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{5}{289,30} = 1\%$$

$$0\% + 36\% + 1\% = 37\%$$

SAFE

Failure of IPE beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 7,64 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 103,66 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 10,66 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{10,66}{103,66} = 10\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 10,50 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 142,46 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 0,53 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,53}{142,46} = 0\%$$

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{\max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 7,3 \times 0,69^3 + 13,31 \times 0,47^3) \times 23,5}{0,69 \times \sqrt{3} \times 1} = 40,49 \text{ kNcm}$$

$$T_{E,d} = 1 \text{ kNcm}$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{1}{40,49} = 2\%$$

$$10\% + 0\% + 2\% = 12\%$$

SAFE

Fracture of the welded joint between the beams

The seam is a single sided butt weld, so the strength equals to that of the material. Since the material meets the criteria, the structure meets them too.

SAFE

5.13.7. The longer cantilever

(STRUCTURAL DETAIL ST321)

Types of failure:

- cantilever failure by bending
- cantilever failure by shear
- ductile fracture of the plate next to the hole
- shear and ductile fracture next to the hole
- weld no.1 fracture
- failure of the lifting shackle
- failure of the web sling
- weld no.2 fracture
- failure of HEB beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of HEB beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- failure of IPE beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of IPE beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- fracture of the welded joint between the beams

Cantilever failure by bending:

S355 material class

$$t = 1,2 \text{ cm}$$

$$c = 7,3 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 355} = 0,81$$

$$\frac{c}{t} = \frac{7,3}{1,2} = 6,08 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

The section belongs to the 1st cross-section class.

$$M_{Rd,el} = \frac{W_{y,el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,2 \times 11,6^2}{6} \times \frac{35,5}{1} = 955,376 \text{ kNcm}$$

$$F_{Ed} = 90,62 \text{ kN}$$

$$k = 7,3 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = F_{Ed} \times k = 90,62 \times 7,3 = 661,526 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{661,526}{955,376} = 69\%$$

SAFE

Cantilever failure by shear

$$\tau_{E,d} = \frac{V_{E,d} \times S}{I \times t} = \frac{90,62 \times \frac{1,2 \times 11,6^2}{8}}{\frac{1,2 \times 11,6^3}{12} \times 1,2} = 9,77 \frac{kN}{cm^2} < \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 20,50 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} = \frac{9,77}{20,50} = 48\%$$

SAFE

Plate's ductile fracture next to the hole:

$$A_{net} = (b - n \times d_0 + \sum_{i=1}^2 \frac{S_i^2}{4 \times p_i}) \times t = (11,3 - 1 \times 2,6 + \frac{0^2}{4 \times 4,0} + \frac{4,0^2}{4 \times 7,3}) \times 1,2 = 11,10 cm^2$$

$$F_{R,d,pl} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 11,10 \times \frac{51,0}{1,25} = 452,88 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d,pl}} = \frac{90,62}{452,88} = 20\%$$

SAFE

Shear and ductile fracture next to the hole

$$F_{R,d} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} + A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 2,7 \times 1,2 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} + 2,7 \times 1,2 \times \frac{51,0}{1,25} = 198,60 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{90,62}{198,60} = 46\%$$

SAFE

Weld no.1 fracture

First, the effects of action are to be determined because the weld is eccentrically loaded

$$\tau_{||} = \frac{V_{E,d}}{2 \times a \times (l - 2 \times a)} = \frac{90,62}{2 \times 0,6 \times (11,6 - 2 \times 0,6)} = 7,26 \frac{kN}{cm^2}$$

$$M_{E,d} = 611,388 kNcm$$

$$\rho = \frac{M_{E,d}}{I_y} \times z = \frac{611,388}{2 \times \frac{0,6 \times (11,6 - 2 \times 0,6)^3}{12}} \times \frac{(11,6 - 2 \times 0,6)}{2} = 30,58 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma_{\perp} = \frac{\rho}{\sqrt{2}} = \frac{30,58}{\sqrt{2}} = 21,62 \frac{kN}{cm^2} < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{51,0}{1,25} = 40,8 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{||}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{21,62^2 + 3 \times (7,26^2 + 21,62^2)} =$$

$$= 45,03 \frac{kN}{cm^2} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{51,0}{0,9 \times 1,25} = 45,33 \frac{kN}{cm^2}$$

SAFE

Failure of the lifting shackle

Suitably load-bearer product is to be selected.

SAFE

Failure of the web sling

Suitably load-bearer product is to be selected.

SAFE

Weld no.2 fracture

The quality of the filler material is aligned to the steel beams, S235.

$$N_{E,d} = \frac{V_{E,d} \times k_2}{z_2} = \frac{90,62 \times 8,5}{12,5} = 61,62 \text{ kN}$$

$$\rho_{vissz.} = \frac{N_{E,d}}{a \times (1,2 + 2 \times 4 \times 1,2)} = \frac{61,62}{0,6 \times 10,8} = 9,51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow$$

$$\rho_{függ.} = \frac{V_{E,d} / 2}{a \times (1,2 + 2 \times 4 \times 1,2)} = \frac{90,62 / 2}{0,6 \times 10,8} = 6,99 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \uparrow$$

$$\tau_{\perp} = \left| \frac{\rho_{vissz.}}{\sqrt{2}} - \frac{\rho_{függ.}}{\sqrt{2}} \right| = 1,78 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\perp} = \left| \frac{\rho_{vissz.}}{\sqrt{2}} + \frac{\rho_{függ.}}{\sqrt{2}} \right| = 11,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{36,0}{1,25} = 28,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} = \sqrt{11,67^2 + 3 \times (0^2 + 1,78^2)} =$$

$$= 12,07 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{36,0}{0,8 \times 1,25} = 36,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

SAFE

Failure of HEB beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 42,96 \times \frac{23,5}{1} = 1009,56 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -0,70 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{0,70}{1009,56} = 0\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 215,6 \times \frac{23,5}{1} = 5066,60 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -3937,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{3937,00}{5066,60} = 78\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 78,52 \times \frac{23,5}{1} = 1845,22 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 25 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{25}{1845,22} = 1\%$$

$$0\% + 78\% + 1\% = 79\%$$

SAFE

Failure of HEB beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 13,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 61,21 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{61,21}{177,47} = 34\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 34,84 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 472,70 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 0,26 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,26}{472,70} = 0\%$$

Warping torsion acts on the beam that causes normal stresses as well. The calculation of these is very difficult so we set up 2 criteria to avoid the exact calculation of these normal stresses. We limit the normal stresses come from the biaxial bending moment and axial force at 80% of tensile strength and we calculate the shear stresses from a formula that approximate for safety with a limit of 70% of shear stress.

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{\max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 1,2^3 + 12,8 \times 0,7^3) \times 23,5}{1,2 \times \sqrt{3} \times 1} = 198,89 \text{ kNcm}$$

$$T_{E,d} = 58,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{58,00}{198,89} = 29\%$$

$$34\% + 0\% + 29\% = 63\%.$$

Our criteria are fulfilled, normal stress: 79%.

SAFE

Failure of IPE beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 16,43 \times \frac{23,5}{1} = 386,11 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -0,15 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{0,15}{386,11} = 0\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 77,32 \times \frac{23,5}{1} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -1196,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{1196,00}{1817,02} = 66\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12,31 \times \frac{23,5}{1} = 289,30 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 16 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{16}{289,30} = 6\%$$

$$0\% + 66\% + 6\% = 72\%$$

SAFE

Failure of IPE beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 7,64 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 103,66 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 15,29 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{15,29}{103,66} = 15\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 10,50 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 142,46 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 1,41 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{1,41}{142,46} = 1\%$$

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{\max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 7,3 \times 0,69^3 + 13,31 \times 0,47^3) \times 23,5}{0,69 \times \sqrt{3} \times 1} = 40,49 \text{ kNcm}$$

$$T_{E,d} = 0 \text{ kNcm}$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{0}{40,49} = 0\%$$

$$15\% + 1\% + 0\% = 16\%$$

SAFE

Fracture of the welded joint between the beams

The seam is a single sided butt weld, so the strength equals to that of the material. Since the material meets the criteria, the structure meets them too.

SAFE

5.13.8. Lifting point inside the modules

(STRUCTURAL DETAIL ST322)

Types of failure:

- "T" element's failure due to tension
- ductile fracture of the plate next to the hole
- shear fracture above the hole
- weld no.1 fracture
- failure of the lifting shackle
- failure of the web sling
- "L" steel element's failure due to bending
- "L" steel element's failure due to shear
- failure of HEB beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of HEB beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- fracture of the welded joint between the beams
- failure of the flange of the HEB beam due to transversal bending
- weld no.2 fracture

"T" element's failure due to tension

$$F_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12 \times 1,2 \times \frac{35,5}{1} = 511,2 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = 81,59 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{81,59}{511,20} = 16\%$$

SAFE

Ductile fracture of the plate next to the hole

$$F_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = (12 - 2,6) \times 1,2 \times \frac{51,0}{1,25} = 460,224 kN$$

$$F_{E,d} = 81,59 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{81,59}{460,224} = 18\%$$

SAFE

Shear fracture above the hole

$$V_{R,d} = A_{v,net} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 5,2 \times 1,2 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 127,89 kN$$

$$V_{E,d} = 81,59 kN$$

$$\frac{V_{E,d}}{V_{R,d}} = \frac{81,59}{127,89} = 64\%$$

SAFE

Weld no.1 fracture

$$F_{R,d} = 2 \times \frac{(l - 2 \times a) \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = 2 \times \frac{(12,0 - 2 \times 0,4) \times 0,4 \times 51,0}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 247,075 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{81,59}{247,075} = 33\%$$

SAFE

Failure of the lifting shackle

Suitably load-bearer product is to be selected.

SAFE

Failure of the web sling

Suitably load-bearer product is to be selected.

SAFE

"L" steel element's failure due to bending

S355 material class

$$t = 1,2 \text{ cm}$$

$$c = 1,6 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 355} = 0,81$$

$$\frac{c}{t} = \frac{1,6}{1,2} = 1,33 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

By experience we know that more than the directly loaded width bear the loads.

In steel calculations we can add the quadruple of the thickness to the width.

$$M_{R,d,el} = \frac{W_{y,el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(12 + 4 \times 1,2) \times 1,2^2}{6} \times \frac{35,5}{1} = 143,136 \text{ kNcm}$$

$$k \cong 2,6 \text{ cm}$$

$$M_{E,d} = F_{E,d} / 2 \times k = 81,59 / 2 \times 2,6 = 106,067 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{106,067}{143,136} = 74\%$$

SAFE

"L" steel element's failure due to shear

$$\tau_{E,d} = \frac{V_{E,d} \times S}{I \times t} = \frac{81,59 / 2 \times \frac{12 \times 1,0^2}{8}}{\frac{12 \times 1,0^3}{12} \times 12} = 10,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 20,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d}}{\frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}} = \frac{10,20}{20,50} = 50\%$$

SAFE

Failure of HEB beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 42,96 \times \frac{23,5}{1} = 1009,56 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -3,21 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{3,21}{1009,56} = 0\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 215,6 \times \frac{23,5}{1} = 5066,60 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -3587,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{3587,00}{5066,60} = 71\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 78,52 \times \frac{23,5}{1} = 1845,22 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 1 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{1}{1845,22} = 0\%$$

$$0\% + 71\% + 0\% = 71\%$$

SAFE

Failure of the flange of the HEB beam due to transversal bending

We use elastic material model to limit deformation. It is assumed that due to the stiffness of the weld, the entire length of the weld bears the effect of action, which means 200mm. In the steel, the stress transfer angle is sloop, so the section which takes part in the bearing of the moment will be wider than 200 mm. By experience, we can add the quadruple of the thickness to the width on both sides of the weld. The vertical plate, placed at the end of the lifting product further improves the resistance, but its effect is not calculated for safety.

$$l_{eff} = 20,0 + 2 \times 4 \times 1,2 = 29,6 \text{ cm}$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,2^2 \times 29,6}{6} \times \frac{23,5}{1} = 166,944 \text{ kNcm}$$

$$k \cong 4,0 \text{ cm}$$

$$M_{y,E,d} = \frac{F_{E,d}}{2} \times k = \frac{81,59}{2} \times 4,0 = 163,18 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{163,18}{166,944} = 98\%$$

SAFE

Failure of HEB beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{l_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 13,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 34,02 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{34,02}{177,47} = 19\%$$

$$V_{y,R,d,pl} \cong A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 34,84 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 472,70 kN$$

$$V_{y,E,d} = 0,17 kN$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,pl}} = \frac{0,17}{472,70} = 0\%$$

Warping torsion acts on the beam that causes normal stresses as well. The calculation of these is very difficult so we set up 2 criteria to avoid the exact calculation of these normal stresses. We limit the normal stresses come from the biaxial bending moment and axial force at 80% of tensile strength and we calculate the shear stresses from a formula that approximate for safety with a limit of 70% of shear stress.

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 1,2^3 + 12,8 \times 0,7^3) \times 23,5}{1,2 \times \sqrt{3} \times 1} = 198,89 kNcm$$

$$T_{E,d} = 4,00 kNcm$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{4,00}{198,89} = 2\%$$

$$19\% + 0\% + 2\% = 21\%$$

Our criteria are fulfilled, normal stress: 71%.

SAFE

Weld no.2 fracture

$$F_{R,d} = 2 \times \frac{l \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = 2 \times \frac{12,0 \times 0,5 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 249,42 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{81,59}{249,42} = 33\%$$

SAFE

6. Structural design - Lifting frame

6.1. Computational models, algorithms

The loads were determined finite element modeling program (AxisVM). We examined two main load cases. One is when all the four web slings bear together. In the other case only three web slings bear the weight of the modules. In this last case there were two options for the not bearing web sling at each module, therefore altogether three load cases were examined. We checked the structural members manually for these effects of action. We used analytical methods and standard procedures.

6.2. Design of the structural members of the lifting frame

6.2.1. Failure of the HEA beams

Types of failure:

- failure of HEA beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of HEA beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- lateral torsional buckling

Failure of HEA beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

Calculation for the cross-section at the desing value of compression.

The section belongs to the 2nd cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31,42 \times \frac{35,5}{1} = 1115,41 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -73,63 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{73,63}{1115,41} = 7\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 155,4 \times \frac{35,5}{1} = 5516,70 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = +52,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{52,00}{5516,70} = 1\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 55,62 \times \frac{35,5}{1} = 1974,51 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 26 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{26}{1974,51} = 1\%$$

$$7\% + 1\% + 1\% = 9\%$$

Calculation for the cross-section at the design value of bending.

The section belongs to the 2nd cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31,42 \times \frac{35,5}{1} = 1115,41 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -32,65 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{32,65}{1115,41} = 3\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 155,4 \times \frac{35,5}{1} = 5516,70 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = +791,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{791,00}{5516,70} = 14\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 55,62 \times \frac{35,5}{1} = 1974,51 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 0 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{0}{1974,51} = 0\%$$

$$3\% + 14\% + 0\% = 17\%$$

SAFE

Failure of HEA beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S^1} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 10,12 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 207,42 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 46,83 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{46,83}{207,42} = 23\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 23,80 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 487,80 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 0,03 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,03}{487,80} = 0\%$$

$$T_{R,d} = \frac{I_T \times f_y}{t_{\max} \times \sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{\frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 0,85^3 + 12,45 \times 0,55^3) \times 35,5}{0,85 \times \sqrt{3} \times 1} = 154,860 \text{ kNcm}$$

$$T_{E,d} = 1,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{T_{E,d}}{T_{R,d}} = \frac{1,00}{154,860} = 1\%$$

$$23\% + 0\% + 1\% = 24\%$$

SAFE

Lateral torsional buckling

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right] =$$

$$= 1,26 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 389,3}{(1,0 \times 171)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0} \right)^2 \times \frac{15085,62}{389,3} + \frac{(1,0 \times 171)^2 \times 8100 \times 6,422}{\pi^2 \times 21000 \times 389,3}} + (0 - 0)^2 - (0 - 0) \right] =$$

$$= 26387,65 \text{ kNcm}$$

$$I_w = \frac{I_z \times (h - t_f)^2}{4} = \frac{389,3 \times (13,3 - 0,85)^2}{4} = 15085,62 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} \times \sum (b_i \times t_i^3) = \frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 0,85^3 + 12,45 \times 0,55^3) = 6,422 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{155,4 \times 35,5}{26387,65}} = 0,46$$

"d" buckling curve

$$\chi_{LT} = 0,808$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1 \times 0,81} = \frac{\frac{342 \times 1,0}{5,73}}{93,9 \times 0,81} = 0,785$$

"b" buckling curve

$$\chi_y = 0,734$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1 \times 0,81} = \frac{\frac{171 \times 1,0}{3,52}}{93,9 \times 0,81} = 0,639$$

"c" buckling curve

$$\chi_z = 0,762$$

$$k_{y,y} = \min \left\{ C_{m,y} \times \left(1 + (\overline{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{E,d}}{\chi_y \times N_{R,k} / \gamma_{M1}} \right); C_{m,y} \times \left(1 + 0,8 \times \frac{N_{E,d}}{\chi_y \times N_{R,k} / \gamma_{M1}} \right) \right\} =$$

$$= 0,6 \times \left(1 + (0,785 - 0,2) \times \frac{35,06}{0,734 \times 1115,41 / 1,0} \right) = 0,615$$

$$k_{z,z} = \min \left\{ C_{m,z} \times \left(1 + (2 \times \overline{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{E,d}}{\chi_z \times N_{R,k} / \gamma_{M1}} \right); C_{m,z} \times \left(1 + 1,4 \times \frac{N_{E,d}}{\chi_z \times N_{R,k} / \gamma_{M1}} \right) \right\} =$$

$$= 0,6 \times \left(1 + (2 \times 0,639 - 0,6) \times \frac{35,06}{0,762 \times 1115,41 / 1,0} \right) = 0,617$$

$$k_{y,z} = 0,6 \times k_{z,z} = 0,370$$

$$k_{zy} = \max \left\{ 1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}}; 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right\} =$$

$$= 1 - \frac{0,1 \times 0,639}{(0,6 - 0,25)} \times \frac{35,06}{0,762 \times 1115,41 / 1,0} = 0,99$$

about the y axis (the strong axis)

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{zEd}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} = \\ & = \frac{32,65}{0,734 \times 1115,41} + 0,615 \times \frac{791,00}{0,808 \times \frac{5516,70}{1,0}} + 0,370 \times \frac{0}{0,808 \times \frac{1974,51}{1,0}} = 0,15 < 1,0 \end{aligned}$$

about the z axis (the weak axis)

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{yRk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{zEd}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{zRk}}{\gamma_{M1}}} = \\ & = \frac{32,65}{0,762 \times 1115,41} + 0,99 \times \frac{791,00}{0,808 \times \frac{5516,70}{1,0}} + 0,617 \times \frac{0}{0,808 \times \frac{1974,51}{1,0}} = 0,21 < 1,0 \end{aligned}$$

SAFE

6.2.2. Failure of the RHS rod

Types of failure:

- failure of the RHS rod due to axial force
- buckling

Failure of the RHS rod due to axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 8,79 \times \frac{35,5}{1} = 312,045 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -41,25 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{R,d}} = \frac{41,25}{312,045} = 13\%$$

SAFE

Buckling

$$N_{E,d} = -41,25 \text{ kN}$$

$$I_{0,y} = I_{0,z} = 225 \times 1,0 = 225 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45,4}{8,79}} = 2,27 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_0}{i} = \frac{225}{2,27} = 99,12$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{99,12}{93,9 \times 0,81} = 1,30$$

„a” buckling curve

$$\chi = 0,470$$

$$N_{b,R,d} = \chi \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,470 \times 312,045 = 146,66 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{b,R,d}} = \frac{41,25}{146,66} = 28\%$$

SAFE

6.2.3. Joint of the HEA beams

Types of failure:

- failure of HEA beam due to axial force
- failure of HEA beam due to shear
- failure of the plate due to bending
- failure of the plate due to shear
- bolt failure
- weld fracture

Failure of HEA beam due to axial force

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31,42 \times \frac{35,5}{1} = 1115,41 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -73,63 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{73,63}{1115,41} = 7\%$$

SAFE

Failure of HEA beam due to shear

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 10,12 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 207,42 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 39,62 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{39,62}{207,42} = 19\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 23,80 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 487,80 \text{ kN}$$

$$V_{y,E,d} = 0,03 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,03}{487,80} = 0\%$$

$$T_{E,d} = 0 \text{ kNcm}$$

$$19\% + 0\% + 0\% = 19\%$$

SAFE

Failure of the plate due to bending

S235 material class

$$t = 0,8 \text{ cm}$$

$$c = 3,0 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1,00$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3,0}{0,8} = 3,75 < 9\varepsilon = 9 \times 1,00 = 9,00$$

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$M_{R,d,el} = \frac{W_{y,el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,8 \times 8,3^2}{6} \times \frac{23,5}{1} = 215,853 \text{ kNcm}$$

$$k \cong 3,0 \text{ cm}$$

$$M_{E,d} = F_{E,d} / 2 \times k = 39,62 / 2 \times 3,0 = 59,43 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{59,43}{215,853} = 28\%$$

SAFE

Failure of the plate due to shear

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{0,8 \times 8,3^3 \times 0,8}{12} \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 60,06 kN$$

$$V_{z,E,d} = 39,62 / 2 = 19,81 kN$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{19,81}{60,06} = 33\%$$

SAFE

Bolt failure

The bolts belong to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

The compression does not acts on the bolts, it is beared by the plates.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 2 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 154,368 kN$$

$$F_{E,d} = 39,62 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{39,62}{154,368} = 26\%$$

$$F_{b,R,d,1} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_{b,1} \times f_{u,1} \times d \times t_1}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,77 \times 36 \times 1,6 \times 0,8}{1,25} = 141,93 kN$$

$$F_{b,R,d,2} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_{b,2} \times f_{u,2} \times d \times t_2}{\gamma_{M2}} = 2 \times 2,5 \times \frac{0,77 \times 51 \times 1,6 \times 0,55}{1,25} = 138,23 kN$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{3,5}{1,8} - 1,7; 2,5\right) = \min(3,74; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_{b,1} = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{4,15}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,77; 2,22; 1,0) = 0,77$$

$$\alpha_{b,2} = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{4,15}{3 \times 1,8}; \frac{80}{51}; 1,0\right) = \min(0,77; 1,57; 1,0) = 0,77$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{39,62}{138,23} = 29\%$$

SAFE

Weld fracture

The plate's material class is S235, the filler material is aligned to it.

$$F_{R,d} = 2 \times \frac{l \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = 2 \times \frac{(8,3 - 2 \times 0,4) \times 0,4 \times 36,0}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 124,71 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{39,62}{124,71} = 32\%$$

SAFE

6.2.4. Joint of the HEA beam and the RHS rod

Types of failure:

- failure of HEA beam due to the interaction of biaxial bending and axial force
- failure of HEA beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion
- failure of the RHS rod due to axial force
- failure of the rod's plate due to axial force
- ductile fracture of the rod's plate
- buckling of the rod's plate
- bolt failure
- weld fracture of the rod's plate
- weld fracture of the beam's plate

Failure of HEA beam due to the interaction of biaxial bending and axial force

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 31,42 \times \frac{35,5}{1} = 1115,41 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = -63,61 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{63,61}{1115,41} = 6\%$$

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 155,4 \times \frac{35,5}{1} = 5516,70 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -24,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{46,00}{5516,70} = 1\%$$

$$M_{z,R,d,el} = W_{z,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 55,62 \times \frac{35,5}{1} = 1974,51 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,E,d} = 22,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{z,E,d}}{M_{z,R,d,el}} = \frac{22,00}{1974,51} = 1\%$$

$$6\% + 1\% + 1\% = 8\%$$

SAFE

Failure of HEA beam due to the interaction of biaxial shear and warping torsion

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 10,12 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 kN$$

$$V_{z,E,d} = 0,09 kN$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{0,09}{177,47} = 0\%$$

$$V_{y,R,d,el} \cong A_{v,y} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 23,80 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1} = 472,70 kN$$

$$V_{y,E,d} = 0,06 kN$$

$$\frac{V_{y,E,d}}{V_{y,R,d,el}} = \frac{0,06}{472,70} = 0\%$$

$$T_{E,d} = 0 kNcm$$

$$0\% + 0\% + 0\% = 0\%$$

SAFE

Failure of the RHS rod due to axial force

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 8 \times \frac{35,5}{1} = 227,2 kN$$

$$N_{E,d} = -41,25 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{41,25}{227,2} = 18\%$$

SAFE

Ductile fracture of the rod's plate

Only if tensile force acts.

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (8 - 1,8) \times \frac{51,0}{1,25} = 202,368 kN$$

$$N_{E,d} = +41,41 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{41,41}{202,368} = 20\%$$

SAFE

Buckling of the rod's plate

$$l_0 = 2 \times 4,0 = 8,0 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{0,8^3 \times 8,0}{12}} = 0,23$$

$$\lambda_z = \frac{l_0}{i_z} = \frac{8}{0,23} = 34,78$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{34,78}{93,9 \times 0,81} = 0,46$$

"c" buckling curve

$$\chi = 0,8650$$

$$N_{E,d} = -41,25 \text{ kN}$$

$$N_{b,R,d} = \chi \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,8650 \times 202,368 = 175,05 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{b,R,d}} = \frac{41,25}{175,05} = 24\%$$

SAFE

Bolt failure

The bolts belong to class „A”, so we design it to shear and bearing stress.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 1 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 77,184 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -41,25 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{41,25}{77,184} = 53\%$$

$$F_{b,R,d} = k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times \frac{0,65 \times 51 \times 1,6 \times 0,8}{1,25} = 84,864 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{4,0}{1,8} - 1,7; 2,5\right) = \min(4,52; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{3,5}{3 \times 1,8}; \frac{80}{51}; 1,0\right) = \min(0,65; 1,57; 1,0) = 0,65$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{41,25}{84,864} = 49\%$$

SAFE

Weld fracture of the rod's plate

$$l_w = 4 \times (6,0 - 2 \times 0,4) = 20,8 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{20,8 \times 0,4 \times 51,0}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 217,76 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -41,25 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{41,25}{217,76} = 19\%$$

SAFE

Weld fracture of the beam's plate

$$l_w = 4 \times (7,0 - 2 \times 0,4) = 24,8 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{24,8 \times 0,4 \times 51,0}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 259,64 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -41,25 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{41,25}{259,64} = 16\%$$

SAFE

6.2.5. Lower lifting point's plate**Types of failure:**

- weld fracture
- failure of the plate due to tension
- ductile fracture of the plate
- failure of the plate due to shear

Weld fracture

$$l_w = 2 \times (15,0 - 2 \times 0,5) = 28 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{28 \times 0,5 \times 51,0}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 366,42 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = 82,62 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{82,62}{366,42} = 23\%$$

SAFE

Failure of the plate due to tension

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,2 \times 15 \times \frac{35,5}{1} = 639,00 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = 82,62 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{82,62}{639,00} = 13\%$$

SAFE

Ductile fracture of the plate

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 1,2 \times (15 - 2,6) \times \frac{51,0}{1,25} = 607,104 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = 82,62 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{82,62}{607,104} = 14\%$$

SAFE

Failure of the plate due to shear

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 1,2 \times 4,7 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 115,60 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = 82,62 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{82,62}{115,60} = 71\%$$

SAFE

6.2.6. Upper lifting point's plate

Types of failure:

- weld fracture
- failure of the plate due to tension
- failure of the plate due to shear

Weld fracture:

$$l_w = 4 \times (5,0 - 2 \times 0,5) = 16,0 \text{ cm}$$

$$F_{R,d} = \frac{l_w \times a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{16,0 \times 0,5 \times 51,0}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 209,39 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = 82,62 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{R,d}} = \frac{82,62}{209,39} = 39\%$$

SAFE

Failure of the plate due to tension

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,2 \times (2 \times 5) \times \frac{35,5}{1} = 532,5 kN$$

$$N_{E,d} = 82,62 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{82,62}{532,5} = 16\%$$

SAFE

Failure of the plate due to shear

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 1,2 \times 5,0 \times \frac{35,5}{\sqrt{3} \times 1,0} = 122,98 kN$$

$$N_{E,d} = 82,62 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{82,62}{122,98} = 67\%$$

SAFE

7. Structural design- summer wall

7.1. Computational models, algorithms

The building loads were determined by manual calculation. For calculating the loads of the shading we followed the instructions of the manufacturer. For the lifting beam a model with loads was introduced to a finite element modeling program (AxisVM). The effects of action calculated by the program were reviewed and interpreted. The structural members and joints were verified for the resulting effects of action using analytical methods and standard procedures.

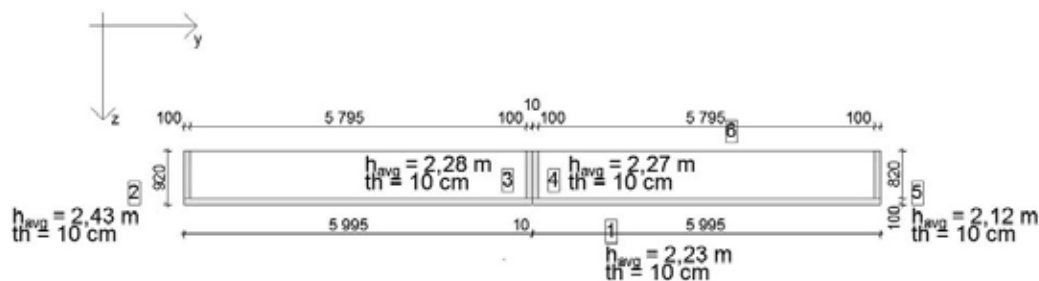
7.2. Bracing system

The building is affected by the following horizontal loads:

- wind
- the load of the shading system stretched between the building and the summer wall
- seismic actions

The stress resulting from the horizontal loads are taken up and conveyed to the footing by the bracing system consisting of the boundary walls and slabs acting like rigid diaphragms. The perimeter walls perpendicular to the load take that up by bending, the slabs and the bracing walls by shear and normal forces. The force transferred from the roof slab causes a moment at joint of the walls and the steel beams. This moment can be unfolded to a couple of normal forces acting on the joints in a vertical direction.

The structure of the southern wall bears the loads in a different way, than the building does. We are able to connect the short walls (north-south direction) to the steel beams of the terrace in a special way. At their exterior edge they are connected by a steel plate that can be screwed on posteriorly. At the side close to the house, only the outer walls of the modules are connected to the steel beams via welded plates due to craning reasons.



(Picture 4 - Floor plan of the bracing system of the southern wall)

At the outer edge the connection can bear downward and upward forces in any case. At the inner edge downward forces can always be borne, but upward forces are only borne by the two side walls of the modules, which mean four walls. Therefore, when calculating the effects of action in the walls, there is a difference in determining which walls are considered as load-bearing. Since the loads of the shade always cause tension on the exterior side of the walls, all the walls can be taken into account. The wind load, however, can only be borne by the four side walls off the modules.

7.2.1. Wind Load

We calculated the wind loads from the wind cases perpendicular to the facades.

Calculation of wind loads on walls

Northern wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m ²)=	0,571	Y _w =	1,5
c _I - '1' wall	0,8	A/2 (m ²)=	16,860	Fed (kN)=	11,552
c _{II} - '6' wall	-0,5	A/2 (m ²)=	14,820	Fed (kN)=	-6,347
c _{IV} - '2' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	1,505	Fed (kN)=	-1,547
c _{IV} - '5' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	1,455	Fed (kN)=	-1,495

Eastern wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m ²)=	0,571	Y _w =	1,5
c _I - '5' wall	0,92	A/2 (m ²)=	1,455	Fed (kN)=	1,147
c _{II} - '2' wall	-0,3	A/2 (m ²)=	1,505	Fed (kN)=	-0,387
c _{IV} - '1' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	16,860	Fed (kN)=	-17,329
c _{IV} - '6' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	14,820	Fed (kN)=	-15,232

Southern wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m ²)=	0,571	Y _w =	1,5
c _I - '1' wall	0,8	A/2 (m ²)=	16,860	Fed (kN)=	11,552
c _{II} - '6' wall	-0,5	A/2 (m ²)=	14,820	Fed (kN)=	-6,347
c _{IV} - '2' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	1,505	Fed (kN)=	-1,547
c _{IV} - '5' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	1,455	Fed (kN)=	-1,495

Western wind

z (m)=	3	q(z) (kN/m ²)=	0,571	Y _w =	1,5
c _I - '2' wall	0,92	A/2 (m ²)=	1,505	Fed (kN)=	1,186
c _{II} - '5' wall	-0,3	A/2 (m ²)=	1,455	Fed (kN)=	-0,374
c _{IV} - '1' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	16,860	Fed (kN)=	-17,329
c _{IV} - '6' wall	-1,2	A/2 (m ²)=	14,820	Fed (kN)=	-15,232

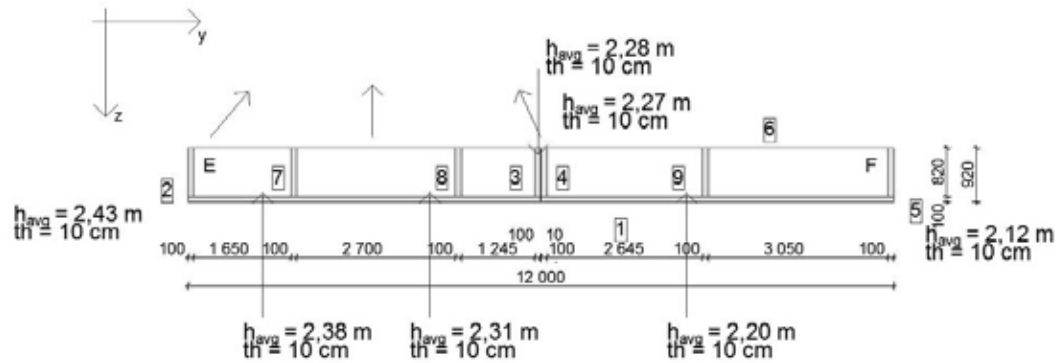
The calculations refer to the upper half of the surface of the facade.

7.2.2. Load of the shade

Between the two building parts we stretch a sun sail. As it is stressed, the forces transferred to the building are determined by the tension force. According to the resistance given by the manufacturer, we can calculate with 10 kN force at the anchor points. Hereafter it will be considered accordingly. The directions of the forces generated at the anchor points of the sun sail are identical with the angle bisector of the plane figure enclosing the shading.

The sun sail is fixed with steel products to the roof slab that due to its rigidity, transfers the effects of action to the walls as shear. The anchor height of the solar sail is changing along the line of the roof due to its slope.

The forces acting due to the arrangements of the shade according to the architectural concept:



(Picture 5 - Floor plan of the bracing system of the southern wall with the loads of the shading)

7.2.3. Loads and strains of the bracing system

The following calculations determine the effects of action transferred by the roof slab to the bracing walls due to wind load and the shading structure. We design the bracing walls and their connections for the design combination of the horizontal loads.

We can obtain a good approximation of the lateral force acting on the roof slab by calculating the resultant of the wind loads acting on the upper half of the walls ($0.5 \times h$). Since the bracing system is not symmetrical, this lateral force produces also a torsion moment around the building's torsional center. The bracing walls share the effect of action proportionally to their stiffness.

The shear transferred at the top of the walls creates moment and shear at the lower anchoring, calculated as seen below. The connection of the steel beams and the wall is to be designed according to this moment and the double of the shear transferred at the top (the total lateral force).

Calculation of strains:

$$V_{Ed,i} = \pm V_{W,i} \pm V_{T,i}$$

$$V_{W,z,i} = \frac{W_{z,Ed} \cdot I_{y,i}}{\sum I_y}$$

$$V_{T,z,i} = \frac{T_{Ed} \cdot I_{y,i} \cdot r_{y,i}}{I_\omega}$$

$$V_{W,y,i} = \frac{W_{y,Ed} \cdot I_{z,i}}{\sum I_z}$$

$$V_{T,y,i} = \frac{T_{Ed} \cdot I_{z,i} \cdot r_{z,i}}{I_\omega}$$

Strains from the wind load

As shown above the wind load is distributed on the walls signed 1, 2, 3-4, 5.

Calculation of forces in the bracing walls

Northern wind

$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	-0,051	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	17,899	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	-0,063
$V_{z,Ed,wind,2}$ (kN)=	4,506	$V_{z,Ed,wind,5}$ (kN)=	4,443		
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	10,951	$M_{Ed,wind,5}$ (kNm)=	9,419		
$V_{z,Ed,wind,3,4}$ (kN)=	8,950	$V_{y,Ed,wind,1}$ (kN)=	-0,051		
$M_{Ed,wind,3,4}$ (kNm)=	20,405	$M_{Ed,wind,1}$ (kNm)=	-0,115		

Eastern wind

$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	-1,533	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	2,097	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	-0,557
$V_{z,Ed,wind,2}$ (kN)=	0,803	$V_{z,Ed,wind,5}$ (kN)=	0,246		
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	1,950	$M_{Ed,wind,5}$ (kNm)=	0,521		
$V_{z,Ed,wind,3,4}$ (kN)=	1,049	$V_{y,Ed,wind,1}$ (kN)=	-1,533		
$M_{Ed,wind,3,4}$ (kNm)=	2,391	$M_{Ed,wind,1}$ (kNm)=	-3,419		

Southern wind

$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	-0,051	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	-17,899	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	0,026
$V_{z,Ed,wind,2}$ (kN)=	-4,488	$V_{z,Ed,wind,5}$ (kN)=	-4,462		
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	-10,906	$M_{Ed,wind,5}$ (kNm)=	-9,459		

$V_{z,Ed,wind,3,4}$ (kN)=	-8,950	$V_{y,Ed,wind,1}$ (kN)=	-0,051
$M_{Ed,wind,3,4}$ (kNm)=	20,405	$M_{Ed,wind,1}$ (kNm)=	-0,115

Western wind

$W_{y,wind,Ed}$ (kN)=	1,560	$W_{z,wind,Ed}$ (kN)=	2,097	$T_{wind,Ed}$ (kNm)=	0,556
$V_{z,Ed,wind,2}$ (kN)=	0,246	$V_{z,Ed,wind,5}$ (kN)=	0,802		
$M_{Ed,wind,2}$ (kNm)=	0,598	$M_{Ed,wind,5}$ (kNm)=	1,701		
$V_{z,Ed,wind,3,4}$ (kN)=	1,048	$V_{y,Ed,wind,1}$ (kN)=	1,560		
$M_{Ed,wind,3,4}$ (kNm)=	1,153	$M_{Ed,wind,1}$ (kNm)=	3,478		

Design value of effect of action acting on the walls:

Wall	Wall-Floor slab			Wall-roof slab	
	V_{wind}		M_{wind}	V_{wind}	
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]
1	3,12	0,26	3,48	1,56	0,13
2	9,02	11,00	10,95	4,51	5,50
3-4	-17,90	-21,83	-20,41	-8,95	-10,91
5	8,92	10,88	9,46	4,46	5,44
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Strains from the shading

Due to the arrangement of the shading we divide the load between the walls 1, 2, 3-4, 7, 8

Calculation of forces in the bracing walls

$W_{y,shading,Ed}$ (kN)=	1,322	$W_{z,shading,Ed}$ (kN)=	-37,388	$T_{shading,Ed}$ (kNm)=	-6,873
$V_{z,Ed,shading,2}$ (kN)=	-6,941	$V_{z,Ed,shading,9}$ (kN)=	0,000		
$M_{Ed,shading,2}$ (kNm)=	-16,867	$M_{Ed,shading,9}$ (kNm)=	0,000		
$V_{z,Ed,shading,7}$ (kN)=	-8,316	$V_{z,Ed,shading,5}$ (kN)=	0,000		
$M_{Ed,shading,7}$ (kNm)=	-19,793	$M_{Ed,shading,5}$ (kNm)=	0,000		
$V_{z,Ed,shading,8}$ (kN)=	-10,517	$V_{y,Ed,shading,1}$ (kN)=	1,322		
$M_{Ed,shading,8}$ (kNm)=	-24,294	$M_{Ed,shading,1}$ (kNm)=	3,041		
$V_{z,Ed,shading,3,4}$ (kN)=	-11,613				
$M_{Ed,shading,3,4}$ (kNm)=	-26,479				

Maximum effect of action acting on the walls:

Wall	Wall-Floor slab			Wall-roof slab	
	$V_{shading}$		$M_{shading}$	$V_{shading}$	
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]
1	1,32	0,22	3,04	1,32	0,22
2	-6,94	-8,46	-16,87	-6,94	-8,46
3-4	-11,61	-14,16	-26,48	-11,61	-14,16
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	-8,32	-10,15	-19,79	-8,32	-10,15
8	-10,52	-12,83	-24,29	-10,52	-12,83
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Total strain

For the southern wall we check two types of joints:

- the ones that bear only the wind load (these concern the two side walls and double wall at the middle)
- the ones that bear the forces of the shading and the wind together

The design value of effects of action in each case:

Where we check the joint of the walls bearing the loads of the shading, we have to add the action of the southern wind, since their combination acts the maximum effect of action.

Forces in the bracing walls from shading system											
Wall	Wall-Floor slab							Wall-roof slab			
	V_{wind}	$V_{shading}$	M_{wind}	$M_{shading}$	V_{Ed}		M_{Ed}	V_{wind}	$V_{shading}$	V_{Ed}	
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]

1	-0,10	1,32	-0,12	3,04	1,22	0,20	2,92	-0,05	1,32	1,27	0,21
2	-8,98	-6,94	-10,91	-16,87	-15,92	-19,41	-27,78	-4,49	-6,94	-11,43	-13,94
3-4	-17,90	-11,61	-20,41	-26,48	-29,51	-35,99	-46,89	-8,95	-11,61	-20,56	-25,07
5	-8,92	0,00	-9,46	0,00	-8,92	-10,88	-9,46	-4,46	0,00	-4,46	-5,44
7	0,00	-8,32	0,00	-19,79	-8,32	-10,15	-19,79	0,00	-8,32	-8,32	-10,15
8	0,00	-10,52	0,00	-24,29	-10,52	-12,83	-24,29	0,00	-10,52	-10,52	-12,83

The design value of load for different cases when checking the joints bearing the forces of the shading:

	Wall-floor slab		Wall-roof slab
	V_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
	[kN]	[kNm]	[kN]
3-4	-29,51	-46,89	-20,56
2	-15,92	-27,78	-11,43
8	-10,52	-24,29	-10,52

Where the wind loads need to be checked in the walls, we have to consider the northern wind. This generates the maximum tensile force at the northern edge of the walls. When checking the back wall, it is the eastern or the western wind that has to be taken into account. In both cases, the strain will be equal but opposite in direction.

Wall	Wall-Floor slab			Wall-roof slab	
	V_{wind}		M_{wind}	V_{wind}	
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]
1	3,12	0,26	3,48	1,56	0,13
2	9,02	11,00	10,95	4,51	5,50
3-4	17,90	21,83	20,41	8,95	10,91
5	8,92	10,88	9,46	4,46	5,44

7.3. The wall joints

The walls connect to the roof along their upper edge so that the calculated shear is transferred through the connecting elements. Since wind load acts only on the upper half of the walls, we have to design the screws to the half of the above-calculated wind load and to the whole load of the shading.

The walls are connected by their bottom end to the steel beams and the floor elements.

If the tensile force acts on the north-side:

The wall is anchored to the steel plates welded on the steel beams, on the compressed side the wall bears on the floor panels.

If the tensile force acts on the south-side:

The wall is anchored by a long steel plate screwed to the butt of the wall through the rear wall and bolted to the floor steel beam's plate. On the compressed side the wall directly bears on the flange of the steel beam.

7.3.1. Rear wall

(STRUCTURAL DETAIL ST311)

The effect of action on the rear wall is only caused by the wind.

The load:

Wall	Wall-Floor slab			Wall-roof slab	
	V_{wind}		M_{wind}	V_{wind}	
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]
1	3,12	0,26	3,48	1,56	0,13

The connection to the roof and the floor is established by our uniquely designed bolted steel rings. The effect of action on the bracing walls is much higher, therefore if the connection is safe to that strain it will be safe in this case as well.

7.3.2. The two side walls

The side walls primarily bear the wind load. The side wall of the E module (marked 2) bears strain from the shading as well.

Upper connection

The maximum strain acts on the connection of wall marked 2, if we consider the combined action of the wind and the shading.

Wall	Wall-roof slab	
	$V_{wind+shading}$	
	[kN]	[kN/m]
2	11,43	13,94

The shear is borne by screw rods.

Calculation of the resistance of the connection element:

(STRUCTURAL DETAIL ST315)

Type of the connection: single shear bolt connecting timber elements

Parameters:

timber	GL28 h	
k_{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

bolt	M12 8.8	
d	mm	12
M_{yk}	N/mm	153000

geometry		
t_1	mm	100
t_2	mm	120

Embedment strength:

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	29,6	90	0,65	19,24
2	29,6	90	0,65	19,24

$$\beta = \frac{f_{h,\alpha,k,2}}{f_{h,\alpha,k,1}} = \frac{19,24}{19,24} = 1,0$$

$$\tau = \frac{t_2}{t_1} = \frac{120}{100} = 1,20$$

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{153000}{19,24 \cdot 12}}} = 3,88$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} c^{bearing\ stress} \\ c^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$c^{bearing\ stress} = \tau \cdot \beta = 1,2 \cdot 1,0 = 1,20$$

$$c^{bending} = 0,42$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bending} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot c^{bending} = 19,24 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 0,42 = 9,70 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 9,70 = 6,72 \text{ kN}$$

Wall	Wall-roof slab		Bolts		
	V_{wind}		amount	V_{Rd}	usage
	[kN]	[kN/m]		[kN]	
2	11,43	13,94	2	13,44	85,0 %

Lower connection

(STRUCTURAL DETAIL ST315)

The maximum strain acts on the connection of wall marked 2, if we consider the combined action of the wind and the shading.

		Wall-floor slab	
		V_{Ed}	M_{Ed}
		[kN]	[kNm]
1. case	2 _{shading + wind}	-15,92	-27,78
2. case	2 _{wind}	9,02	11,00

Bearing the shear

According to the previous chapter, the 2 rings per panel can take 13.44 kN of shear. The connection is safe to the combination of the shading and wind actions. We designed further bolts at the northern side of the walls that can bear further shear. Therefore the connections are safe.

*Bearing the moments***1st case**

We only consider the wind action, so the tensile force acts on the side close to the house.

wind	Wall-Floor slab		
	V_{wind}		M_{wind}
	[kN]	[kN/m]	[kNm]
2	9.02	11.00	10.95

The moment is unfolded into components and is borne by compression and tension. The compression is borne by timber (perpendicular to grain gives the design value), and tension by bolts.

Tension

bolt group		
number of columns		1
bolt edge distance	m	0.13
number of lines		3
distance between lines	m	0.09
total number of bolts		3
effective number of bolts		2.12
connection's lever arm	m	0.64

$F_{Ed} = F_V$	kN	9.02
total number of effective bolts		2.12
$\bar{E}_V$	kN	4.25
M_{Ed}	kNm	10.95
lever arm	m	0.64
F_M	kN	17.11
total number of effective bolts		2.12
$\bar{E}_M$	kN	8.07
ΣF_{Ed}	kN	9.12
α	°	27.77

Calculation of the resistance of one connection element:

Type of the connection: double steel plate with twice shear bolt.

Parameters:

timber		GL28 h
k_{mod}	-	0.9
γ	-	1.3

bolt		M20 8.8
d	mm	20
M _{yk}	N/mm	579000

geometry		
t ₁	mm	2 x 50
t _{steel}	mm	8 - thin

Embedment strength:

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26.90	30	0.86	23.13

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26,90	30	0,86	23,13

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{50}{\sqrt{\frac{579000}{23,13 \cdot 20}}} = 1,41$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = 1,0$$

$$C^{bending} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2}{\mu^2}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2}{1,41^2}} = 1,15$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bearing\ stress} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{bearing\ stress} = 23,13 \cdot 50 \cdot 20 \cdot 1,0 = 23,13\ kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 23,13 = 16,01\ kN$$

$$F_{v,Ed} = 9,12\ kN$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{9,12}{16,01} = 0,57 < 1$$

SAFE

Compression

The wall bears on the floor panel, in the case of the wall the compression is parallel to grain, in the case of the floor slab it is perpendicular to it. The design case is the compression perpendicular to the grain. We design for this one.

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{k} = \frac{10,95}{0,64} = 17,11\ kN$$

timber		GL28 h
k_{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

compression strength perpendicular to grain		
$f_{c,90,g,k}$	N/mm ²	3,00
$f_{c,90,g,d}$	N/mm ²	2,08

geometry		
h	mm	100
b	mm	100
A	mm ²	10 000

During the design we did not calculate with the bearing pressure, which would increase the resistance, so we decided for safety.

$$F_{Rd} = f_{c,90,g,d} \cdot A = 2,08 \cdot 10000 = 20,8\ kN$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{17,11}{20,8} = 0,82 < 1$$

SAFE

2nd case

We consider the effects of the wind and the shading as well, so the tension is on the outer side.

Wall	Wall-floor slab	
	V_{Ed}	M_{Ed}
	[kN]	[kNm]
2	-15,92	-27,78

The moment is unfolded into components and is borne by compression and tension. The compression is borne by timber (perpendicular to grain gives the design value), and tension by bolts.

Tension

bolt group		
number of columns		1
bolt edge distance	m	0.13
number of lines		10
distance between lines	m	0.07
total number of bolts		10
effective number of bolts		5.87
connection's lever arm	m	0.725

M_{Ed}	kNm	27.78
lever arm	m	0.725
F_M	kN	38.32
total effective number of bolts		5.87
E_M	kN	6.53
ΣF_{Ed}	kN	6.53
α	°	0

Calculation of the resistance of one connection element:

(STRUCTURAL DETAIL ST318, ST319)

Type of connection: lap joint steel plate with single shear screw rod

Parameters:

timber		GL28 h
k_{mod}	-	0.9
γ	-	1.3

screw rod		M12 8.8
d	mm	12
M_{yk}	N/mm	153000

geometry		
t_1	mm	100
t_{steel}	mm	8 - thick

Embedment strength:

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26.90	0	1.0	26.90

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{153000}{26,90 \cdot 12}}} = 4,59$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = 1,0$$

$$C^{bending} = 0,54$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bending} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{bending} = 26,90 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 0,54 = 17,43kN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 17,43 = 12,07kN$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{6,53}{12,07} = 0,54 < 1$$

SAFE

Compression

The wall bears on the flange of the steel beams parallel to grain.

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{k} = \frac{27,78}{0,725} = 38,32 \text{ kN}$$

timber		GL28 h
k_{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

compression strength parallel to grain		
$f_{c,90,g,k}$	N/mm ²	26,50
$f_{c,90,g,d}$	N/mm ²	18,35

geometry		
h	mm	190
b	mm	100
A	mm ²	19 000

$$F_{Rd} = f_{c,90,g,d} \cdot A = 18,35 \cdot 19000 = 348,65 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{38,32}{348,65} = 0,11 < 1$$

SAFE

7.3.3. The two walls in the middle (double wall)

The walls marked 3-4 are located at the connection of the two modules of the southern wall.

Upper connection

The design value of load acts on the connection when we take the combined action of the wind and the shading.

Wall	Wall-roof slab
	$V_{wind+shading}$
	[kN]
3-4	20.56

The shear acting on the outer wall is 11.43 kN, the center walls, with twice as many connections take less than twice as much force. Since the outer walls are safe, so are the center ones.

Lower connection

Wall	Wall-floor slab			
	V_{wind}	M_{wind}	$V_{wind+shading}$	$M_{wind+shading}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
3-4	17.90	20.41	-29.51	-46.89

(STRUCTURAL DETAIL ST316, ST317)

The structure bearing the tension on the rear side is identical with the structure used for the other walls, but we placed twice as many screws, so the resistance is doubled as well. At the wall number 2 the moment and the shear are less than half than at the walls 3-4. Therefore, it is safe.

On the inner side the joint bearing the tension is a different design, it is a steel plate enclosed in timber, therefore it has to be checked.

wind	Wall-floor slab		
	V_{wind}		M_{wind}
	[kN]	[kN/m]	[kNm]
3-4	17.90	21.83	20.41

The moment is unfolded into components and is borne by compression and tension. The compression is borne by timber (perpendicular to grain gives the design value), and tension by bolts. Shear is borne by bolts as well.

Tension

bolt group		
number of columns		1
bolt edge distance	m	0.13
number of lines		4
distance between lines	m	0.09
total number of bolt		4
effective number of bolt		2.74
connection's lever arm	m	0.64

$F_{Ed} = F_V$	kN	17.90
total effective number of bolts		2.74
E_V	kN	6.53
M_{Ed}	kNm	20.41
lever arm	m	0.64
F_M	kN	31.89
total effective number of bolts		2.74
E_M	kN	11.64
ΣF_{Ed}	kN	13.35
α	°	29.3

Calculation of the resistance of one connection element:

Type of connection: steel plate enclosed in wood with twice shear bar

Parameters:

timber		GL28 h
kmod	-	0,9
γ	-	1,3

bar		M20 8.8
d	mm	20
Myk	N/mm	579000

geometry		
t1	mm	100
tsteel	mm	8 - thin

Embedment strength:

	$f_{h,0,k}$	α	kh, α	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26,90	30	0,86	23,13

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{579000}{23,13 \cdot 20}}} = 2,83$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = 1,0$$

$$C^{\text{bending}} = 0,58$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{\text{bending}} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{\text{bending}} = 23,13 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 0,58 = 26,83 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 26,83 = 18,58 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 13,35 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{13,35}{18,58} = 0,72 < 1$$

SAFE

Compression

The wall bears on the floor panel, in the case of the wall the compression is parallel to grain, in the case of the floor slab it is perpendicular to it. The design case is the compression perpendicular to the grain. We design for this one.

$$F_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{k} = \frac{20,41}{0,64} = 31,89 \text{ kN}$$

timber		GL28 h
k_{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

compression strength perpendicular to grain		
$f_{c,90,g,k}$	N/mm ²	3,00
$f_{c,90,g,d}$	N/mm ²	2,08

geometry		
h	mm	100
b	mm	2 x 100
A	mm ²	20 000

During the design we did not calculate with the bearing pressure, which would increase the resistance, so we decided for safety.

$$F_{Rd} = f_{c,90,g,d} \cdot A = 2,08 \cdot 20000 = 41,6 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{31,89}{41,6} = 0,77 < 1$$

SAFE

7.3.4. Wall bearing only the load of the shading

In the case of the wall number 8 there are no connection elements beside the anchoring plate and steel ring.

	Wall-floor slab		Wall-roof slab
	V_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
	[kN]	[kNm]	[kN]
8	-10.52	-24.29	-10.52

The connection with the roof is surely safe, since it is identical with the other wall connections, and the resulting shear is less than at the wall number 2 (11.43 kN).

At the lower connection the shear is taken exclusively by 2 bolted bar. Their combined the resistance is 13.44 kN, so it is safe. Due to the direction of the moment acting on the connection, the tension occurs only on the outer side. The joint bearing this load, and the geometrical design is identical to the joint used in the other walls. The resulting moment compared with the wall number 2 ($M_{Ed,2} = -27.78$ kNm) is less, therefore the connection is safe.

7.3.5. Joint of the anchoring steel plate to the terrace beams

Types of failure:

- Failure of the plate due to tension
- Ductile fracture of the plate next to the hole
- Failure of the bolts

Failure of the plate due to tension

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 10 \times \frac{23,5}{1} = 188,00 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{188,00} = 34\%$$

SAFE

Ductile fracture of the plate next to the hole

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (10 - 2 \times 1,8) \times \frac{36,0}{1,25} = 147,456 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +20,75 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{20,75}{147,456} = 14\%$$

SAFE

Failure of the bolts

The bolt belongs to class "A" so we design it to shear and bearing stress.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 4 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 205,824 \text{ kN}$$

$$F_{E,d} = -21,82 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{38,32}{205,824} = 28\%$$

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 4 \times 2,5 \times \frac{0,66 \times 36 \times 1,6 \times 0,8}{1,25} = 243,302 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{2,7}{1,8} - 1,7; 2,5\right) = \min(2,5; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{3,6}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,66; 2,22; 1) = 0,66$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{38,32}{243,302} = 16\%$$

SAFE

7.4. Design the glued-laminated timber panels of the roof slab

In our calculation we took the liberty of simplifying by only design the largest span of the slab, because this one gives the design values. We designed for the 1 m wide section of the slab board.

Approximate calculation for serviceability limit state:

We set a L/250 deflection limit usually applied in residential buildings, which in our case, for the largest section is:

$$U_{fin} = \frac{l}{250} = \frac{3050}{250} = 12,2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} U_{fin} &= U_{inst,G} (1 + k_{def}) + U_{inst,Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + U_{inst,Q_2} (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def}) = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EI} [g_k (1 + k_{def}) + q_1 (1 + \psi_{2,1} k_{def}) + q_2 (\psi_{0,2} + \psi_{2,2} k_{def})] = \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{3050^4}{12600 \cdot I} [0,82(1 + 0,6) + 1,00(1 + 0 \cdot 0,6) + 0,4(0 + 0 \cdot 0,6)] 10^{-3} \end{aligned}$$

$$I_{req} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,82 \cdot 1,6 + 1 \cdot 1) \cdot 3050^4}{12600 \cdot 12,2} = 16,95 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{req} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1000 \cdot h_{req}^3}{12} = 16,95 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$h_{req} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 16,95 \cdot 10^6}{1000}} = 58,8 \text{ mm} \rightarrow h = 10 \text{ cm}$$

Checking bending in the ultimate limit state:

$$p_{Ed} = (1,35 \cdot 0,82 + 1,5 \cdot 1 + 1,35 \cdot 0 \cdot 0,4) \cdot 1 = 2,61 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{2,61 \cdot 3,05^2}{8} = 12,14 \text{ kNm}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{mk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{1000 \cdot 100^2}{6} \cdot 20,16 \cdot 10^{-6} = 33,6 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{12,14}{33,60} = 0,36 < 1$$

SAFE

Checking shear in the ultimate limit state:

$$V_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{2,61 \cdot 3,05}{2} = 3,98 \text{ kN}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,2 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 3,98 \cdot 10^3}{2 \cdot 1000 \cdot 100} = 0,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,06}{2,30} = 0,03 < 1$$

SAFE

7.5. Design the glued laminated timber beam

The side beam of the summer wall does not operate as a load-bearing structure member. The load-bearing direction of the roof slab is in the opposite direction. The beam is only necessary for anchor technology purposes. During design it is to be considered as an element bearing its self-weight and it is certainly safe for that.

For use criteria it is necessary to check the deflection on the largest span. The cross-section of the beam varies, but we calculated with a maximized cross-section to simplify our task.

The verification was made on the center beam section of the E module.

$$A = h \cdot b = 420 \cdot 100 = 42000 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 420^3}{12} = 617,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\rho = 500 \text{ kg/m}^3$$

$$p_{Ed} = 0,21 \text{ kN/m}$$

$$U_{fin} = U_{inst,G} (1 + k_{def}) = \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EI} [g_k (1 + k_{def})] =$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{2700^4}{12600 \cdot 617,4 \cdot 10^6} [0,21(1 + 0,6)] = 0,03 \text{ mm}$$

The deflection is not significant.

7.5.1. Roof panel-beam connection

The beams are not structural members. They are only there for building construction purposes. Therefore their joints to the walls are simple, bearing only the beam itself.

$$p_{Ed} = 0,21 \text{ kN/m}$$

The acting load is borne as shear by the screws.

Calculation of the resistance of the connection element:

Type of connection: single shear screw between lap joint timber elements

Parameters:

timber		GL28 h	screw		M8 5,6 x 200	geometry		
k_{mod}	-	0,9	d	mm	8	t_1	mm	100
γ	-	1,3	M_{yk}	N/mm	33400	t_2	mm	100

Embedment strength:

	$f_{h,0,k}$	α	$k_{h,\alpha}$	$f_{h,\alpha,k}$
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	28,70	90	0,68	19,52
2	28,70	90	0,68	19,52

$$\beta = \frac{f_{h,\alpha,k,2}}{f_{h,\alpha,k,1}} = \frac{19,52}{19,52} = 1,0$$

$$\tau = \frac{t_2}{t_1} = \frac{100}{100} = 1,0$$

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{33400}{19,52 \cdot 8}}} = 6,84$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} C^{bearing\ stress} \\ C^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$C^{bearing\ stress} = \tau \cdot \beta = 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$$

$$C^{bending} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{\beta}{1+\beta}} \cdot \frac{1}{\mu} = 2,3 \cdot \sqrt{\frac{1,0}{1+1,0}} \cdot \frac{1}{6,84} = 0,24$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{bending} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{bending} = 19,52 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 0,24 = 3,75 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 3,75 = 2,59 \text{ kN}$$

The acting force is much smaller than the resistance, therefore it is safe. We place a screw at every 40 cm.

7.6. Design of the load-bearing wall

The calculation showed that the wall number 8 bears the largest load, therefore we checked thos one.

Effects of action from previous calculation of the bracing system:

$$V_{Ed} = 10,52 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 24,29 \text{ kNm}$$

Calculation of normal force:

	F_{Ed}		l	F_{Ed}
	kN/m ²	γ	m	kN/m
roof: dead load	0.822	1.35	1.97	2.19
roof: snow load	1.0	1.5	1.97	2.96
wall	0.5	1.35	2.31	1.56
				$F_{Ed} = 6,71 \text{ kN/m}$

$$N_{Ed} = 6,71 \cdot 0,82 = 5,50 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{5,50 \cdot 10^3}{820 \cdot 100} = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{c,0,k} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 26,5 = 19,08 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{m,k} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

Checking for shearing:

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,20 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 10,52 \cdot 10^3}{2 \cdot 820 \cdot 100} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{v,d}} = \frac{0,19}{2,30} = 0,08 < 1$$

Checking for interaction of bending and axial force:

$$l_{ef} = \nu \cdot l = 1 \cdot 2,31 = 2,31 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{2,31 \cdot 10^3}{\sqrt{\frac{100^2}{12}}} = 80,0$$

$$\lambda_{rel,m} = \frac{\lambda_y}{\lambda_E} = \frac{80}{61,6} = 1,30 \rightarrow k_{crit} = 0,526$$

$$k_{ll,y} = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \cdot \lambda_{rel,m}^2} = \frac{1}{1 - \frac{0,07}{19,08} \cdot 1,30^2} = 1,01$$

$$\sigma_{m,y,d} = k_{ll,y} \cdot \frac{M_{Ed}}{W_y} = 1,01 \cdot \frac{24,29 \cdot 10^6}{\frac{820 \cdot 100^2}{6}} = 10,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{0,07}{0,526 \cdot 19,08} + \frac{10,95}{20,16} = 0,55 < 1$$

SAFE

7.6.1. Wall to Wall Connections

The walls are connected to each other by screws. Where the walls bear the effect of action of the shading, we placed rigid steel plates and connected them with bolts. Above the steel plates the M8 6.5 screws are placed every 30 cm.

By structural engineering experience, this connection is safe.

7.7. Anchoring the sun sail

7.7.1. Anchoring joint on the southern wall's roof (Eastern side)

The design value of load is acting on this anchoring element.

(STRUCTURAL DETAIL ST333, ST334)

$$F_{Ed} = 10kN$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$F_x = 7,07kN$$

$$F_y = 7,07kN$$

$$y = 0mm$$

$$x = 250mm$$

$$M_{bolts,Ed} = 1,77kNm$$

Bolt's amount: 4

$$I_p = \Sigma x^2 + \Sigma y^2 = 4 \cdot 50^2 + 4 \cdot 50^2 = 20000mm^2$$

Strain in one bolt:

$$F_{bolt,x} = \frac{F_x}{n} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot y = \frac{7,07 \cdot 10^3}{4} + 0 = 1,78 + 0 = 1,78kN$$

$$F_{bolt,y} = \frac{F_y}{n} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot x = \frac{7,07 \cdot 10^3}{4} + \frac{1,77 \cdot 10^6}{20000} \cdot 50 = 1,78 + 4,43 = 6,21kN$$

$$F_{bolt} = \sqrt{F_{bolt,x}^2 + F_{bolt,y}^2} = 6,46kN$$

$$\alpha = 74^\circ$$

Type of connection: lap joint steel plate with single shear screw rod

Parameters:

timber		GL28 h
k _{mod}	-	0,9
γ	-	1,3

bolt		M20 8.8
d	mm	20
M _{yk}	N/mm	579000

geometry		
t ₁	mm	100
t _{steel}	mm	8 - thin

Embedment strength:

	f _{h,0,k}	α	k _{h,α}	f _{h,α,k}
	N/mm ²	°	-	N/mm ²
1	26,90	75	0,62	16,68

$$\mu = \frac{t_1}{\sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k,1} \cdot d}}} = \frac{100}{\sqrt{\frac{579000}{16,68 \cdot 20}}} = 2,40$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rk}^{bearing\ stress} \\ F_{v,Rk}^{bending} \end{matrix} \right\} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot \min \left\{ \begin{matrix} c^{bearing\ stress} \\ c^{bending} \end{matrix} \right\}$$

$$c^{bearing\ stress} = 0,4$$

$$c^{bending} = 0,68$$

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk}^{\text{bearing stress}} = f_{h,\alpha,k,1} \cdot t_1 \cdot d \cdot C^{\text{bearing stress}} = 16,68 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 0,4 = 13,34 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma} \cdot F_{v,Rk} = \frac{0,9}{1,3} \cdot 13,34 = 9,24 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 6,46 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} = \frac{6,46}{9,24} = 0,70 < 1$$

SAFE

7.8. Design the glued-laminated timber panels of the floor structure

7.8.1. Permanent design situation

The height of the cross-section is set at 10 cm for the standardization of the production cross-sections.

Checking bending in ultimate limit state:

$$p_{Ed} = (1,35 \cdot 0,5 + 1,5 \cdot 2) \cdot 1 = 3,68 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{3,68 \cdot 1,75^2}{8} = 1,41 \text{ kNm}$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{mk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 28 = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{1000 \cdot 100^2}{6} \cdot 20,16 \cdot 10^{-6} = 33,6 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1,41}{33,6} = 0,04 < 1$$

SAFE

Checking shear in ultimate limit state:

$$V_{Ed} = \frac{p_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{3,68 \cdot 1,75}{2} = 3,22 \text{ kN}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_m} f_{vk} = \frac{0,9}{1,25} \cdot 3,2 = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 3,22 \cdot 10^3}{2 \cdot 1000 \cdot 100} = 0,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,05}{2,30} = 0,02 < 1$$

SAFE

7.8.2. Lifting

Lifting methods are described in chapter 3.8.3.

The steel beams have to be placed so that they will not be affected by the beams of the terrace. We use the lifting frame used for the modules of the house, therefore the lifting points were designed according to the frame's geometry. The lifting beams are placed with 3.40 m distance between them.

Effects of action in the floor slab due to the lifting:

$$M_{Ed} = 6,42 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 10,61 \text{ kN}$$

Checking bending in ultimate limit state:

$$f_{md} = 20,16 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{md} = \frac{b \cdot h^2}{6} f_{md} = \frac{820 \cdot 100^2}{6} \cdot 20,16 \cdot 10^{-6} = 27,55 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{6,42}{27,55} = 0,23 < 1$$

SAFE

Checking shear in ultimate limit state:

$$f_{vd} = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot V_{Ed}}{2 \cdot A} = \frac{3 \cdot 10,61 \cdot 10^3}{2 \cdot 820 \cdot 100} = 0,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = \frac{0,19}{2,30} = 0,08 < 1$$

SAFE

In this combination the interaction of bending and shear is safe, due to the high resistance values.

7.9. Lifting

7.9.1. Calculation of the lifting loads

The lifting concept is described in chapter 3.8.3.

The following calculations concern the weight of each box that include the elements placed in them for lifting/transport. Since the claddings are mounted on the boxes after the craning, they are excluded from the calculations.

The equipment of the premises moving from west to east:

E1	E2	E3	F1	F2
heat pump	living room furniture	switch cabinet	kitchen furniture	plastic container
80 kg	130 kg	5 kg	150 kg	40 kg

Total loads

	E module	F module
glued-laminated timber elements	1596 kg	1555 kg
equipment	215 kg	190 kg
total load	1811 kg	1745 kg
safety factor	1.35	1.35
dynamic multiplier	1.2	1.2
design load	2933 kg	2827 kg

7.9.2. Selection of the web sling

The beams are slipped into the strap at the bottom.

The resistance of the web slings	8000 kg = 80 kN
Maximum calculated force	15.00 kN
Usage	19 %
Web sling width	24 cm

7.9.3. Checking the steel beam

The auxiliary steel beam is IPE 140.

$$M_{Ed} = 712 \text{ kNcm}$$

$$V_{Ed} = 8,19 \text{ kN}$$

Checking bending in ultimate limit state:

The section belongs to the 1st cross-section class.

We used elastic material model for safety.

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{yel} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{77,32 \cdot 23,5}{1,0} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{712,00}{1817,02} = 0,39 < 1$$

SAFE

Checking shear in ultimate limit state:

$$V_{el,Rd} = A_{v,z} \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 7,64 \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 103,66 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{8,19}{103,66} = 0,08 < 1$$

SAFE

Checking lateral torsional buckling:

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2} - \right. \\ \left. - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right] = \\ = 2,092 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 44,92}{(0,7 \times 100)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,7}{2} \right)^2 \times \frac{1989,46}{44,92} + \frac{(0,7 \times 100)^2 \times 8100 \times 2,06}{\pi^2 \times 21000 \times 44,92} + (0 - 0)^2} - \right. \\ \left. - (0 - 0) \right] = \\ = 14982,37 \text{ kNcm}$$

$$I_w = \frac{I_z \times (h - t_f)^2}{4} = \frac{44,92 \times (14 - 0,69)^2}{4} = 1989,46 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} \times \sum (b_i \times t_i^3) = \frac{1}{3} \times (2 \times 7,3 \times 0,69^3 + 13,31 \times 0,47^3) = 2,06 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,pl} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{88,34 \times 23,5}{14982,37}} = 0,37$$

"d" buckling curve

$$\chi_{LT} = 0,865$$

$$M_{b,Rd} = k_{fl} \times \chi_{LT} \times W_{y,pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1,1 \times 0,865 \times 88,34 \times \frac{23,5}{1,0} = 1975,30 \text{ kNcm}$$

It cannot be higher than M_{Rd} , therefore

$$M_{b,Rd} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{712,00}{1817,02} = 0,39 < 1$$

SAFE

7.9.4. Checking floor panel above the steel beams

During the lifting 19.18 kN compression acts on the floor slab on a 92 cm length, in the span of the upper flange of the beam. This compression is perpendicular to the grain.

timber		GL28 h	compression strength perpendicular to grain			geometry		
k _{mod}	-	0.9	f _{c,90,g,k}	N/mm ²	3.00	h	mm	920
γ	-	1.3	f _{c,90,g,d}	N/mm ²	2.08	b	mm	73
						A	mm ²	67 160

During the design we did not calculate with the bearing pressure, which would increase the resistance, so we decided for safety.

$$F_{Rd} = f_{c,90,g,d} \cdot A = 2,08 \cdot 67160 = 139,69 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = \frac{19,18}{139,69} = 0,14 < 1$$

SAFE

8. Structural design – terrace

8.1. Computational models, algorithms

The terrace loads were determined by manual calculation. The structural members were verified for the resulting effects of action using analytical methods and standard procedures. For the tread-grid we used the data sheet provided by the manufacturer.

8.2. Design of terrace's structural members

8.2.1. Failure of grid floor in ultimate limit state

The rib size of the selected grid	3 × 40 mm
Span	1.40 m
The maximum payload of grid	14.1 kN
Calculated maximum load	7.75 kN
Exploitation	55%

8.2.2. Failure of HEB beam in ultimate limit state

The types of failure:

- beam failure due to bending
- beam failure due to shear

Beam failure due to bending:

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 215,6 \times \frac{23,5}{1} = 5066,60 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -577,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{577,00}{5066,60} = 11\%$$

SAFE

Beam failure due to shear:

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 13,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 13,99 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{13,99}{177,47} = 8\%$$

SAFE

8.2.3. Failure of IPE beam in ultimate limit state

The types of failure:

- beam failure due to bending
- beam failure due to shear

Beam failure due to bending:

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 77,32 \times \frac{23,5}{1} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,E,d} = -793,00 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{793,00}{1817,02} = 44\%$$

SAFE

Beam failure due to shear:

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 7,64 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 103,66 \text{ kN}$$

$$V_{z,E,d} = 18,31 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{18,31}{103,66} = 18\%$$

SAFE

8.2.4. Joint of summer wall anchor-plate at beam

The types of failure:

- plate failure due to tension
- ductile fracture of plate
- failure of bolts

Plate failure due to tension:

$$N_{R,d} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,8 \times 10 \times \frac{23,5}{1} = 188,00 \text{ kN}$$

$$N_{E,d} = +31,52 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{31,52}{188,00} = 34\%$$

SAFE

Ductile fracture of plate:

$$N_{R,d} = A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,8 \times (10 - 2 \times 1,8) \times \frac{36,0}{1,25} = 147,456 kN$$

$$N_{E,d} = +20,75 kN$$

$$\frac{N_{E,d}}{N_{R,d}} = \frac{20,75}{147,456} = 14\%$$

SAFE

Failure of bolt:

A csavar „A” osztályú, ezért nyírásra és palástnyomásra ellenőrizzük.

$$F_{v,R,d} = m \times n \times \frac{0,6 \times f_{u,b} \times A_{cs}}{\gamma_{M2}} = 4 \times 1 \times \frac{0,6 \times 80 \times 2,01}{1,25} = 205,824 kN$$

$$F_{E,d} = -21,82 kN$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{38,32}{205,824} = 28\%$$

$$F_{b,R,d} = m \times k_1 \times \frac{\alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 4 \times 2,5 \times \frac{0,66 \times 36 \times 1,6 \times 0,8}{1,25} = 243,302 kN$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{2,7}{1,8} - 1,7; 2,5\right) = \min(2,5; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1,0\right) = \min\left(\frac{3,6}{3 \times 1,8}; \frac{80}{36}; 1,0\right) = \min(0,66; 2,22; 1) = 0,66$$

$$\frac{F_{E,d}}{F_{b,R,d}} = \frac{38,32}{243,302} = 16\%$$

SAFE

8.3. Lifting

8.3.1. Calculation of the lifting loads

The beams will be supported at the edges by web slings. Only their self-weight will act on them. For safety we check the longest HEB140 and Ipe140 beams.

8.3.2. Failure of the HEB 140 beam in transient design state

Types of failure:

- failure of the beam due to bending
- failure of the beam due to shear
- lateral torsional buckling

Failure of the beam due to bending

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$M_{y,R,d,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 215,6 \times \frac{23,5}{1} = 5066,60 kNcm$$

$$M_{y,E,d} = \frac{0,34 \times 7,80^2}{8} = 258,57 kNcm$$

$$\frac{M_{y,E,d}}{M_{y,R,d,el}} = \frac{258,57}{5066,60} = 5\%$$

SAFE

Failure of the beam due to shear

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,R,d,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 13,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 177,47 kN$$

$$V_{z,E,d} = \frac{0,34 \times 7,80}{2} = 1,326 kN$$

$$\frac{V_{z,E,d}}{V_{z,R,d,el}} = \frac{1,326}{177,47} = 1\%$$

SAFE

Lateral torsional buckling

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right] =$$

$$= 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 549,7}{(1,0 \times 780)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0} \right)^2 \times \frac{22515,712}{549,7} + \frac{(1,0 \times 780)^2 \times 8100 \times 17,591}{\pi^2 \times 21000 \times 549,7} + (0 - 0)^2} - (0 - 0) \right] =$$

$$= 6002,714 kNcm$$

$$I_w = \frac{I_z \times (h - t_f)^2}{4} = \frac{549,7 \times (14,0 - 1,2)^2}{4} = 22515,712 cm^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} \times \sum (b_i \times t_i^3) = \frac{1}{3} \times (2 \times 14 \times 1,2^3 + 12,8 \times 0,7^3) = 17,591 cm^4$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{245,4 \times 23,5}{6002,714}} = 0,96$$

"d" buckling curve

$$\chi_{LT} = 0,488$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_{y,pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,488 \times 245,4 \times \frac{23,5}{1,0} = 2814,247 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{258,57}{2814,247} = 9\%$$

SAFE

8.3.3. Failure of the IPE 140 beam in transient design state

Types of failure:

- failure of the beam due to bending
- failure of the beam due to shear
- lateral torsional buckling

Failure of the beam due to bending

The section belongs to the 1st cross-section class.

We use elastic material model to limit deformation.

$$M_{y,Rd,el} = W_{y,el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 77,32 \times \frac{23,5}{1} = 1817,02 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{0,13 \times 7,40^2}{8} = 88,99 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd,el}} = \frac{88,99}{1817,02} = 5\%$$

SAFE

Failure of the beam due to shear

We use elastic material model for safety.

$$V_{z,Rd,el} = \frac{I_y \times t}{S'} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \cong A_{v,z} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 7,64 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1} = 103,66 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = \frac{0,13 \times 7,40}{2} = 0,481 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,el}} = \frac{0,481}{103,66} = 0\%$$

SAFE

Lateral torsional buckling

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right] =$$

$$= 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 44,92}{(1,0 \times 740)^2} \times \left[\sqrt{\left(\frac{1,0}{1,0} \right)^2 \times \frac{1989,46}{44,92} + \frac{(1,0 \times 740)^2 \times 8100 \times 2,06}{\pi^2 \times 21000 \times 44,92} + (0 - 0)^2} - (0 - 0) \right] =$$

$$= 616,39 \text{ kNcm}$$

$$I_w = \frac{I_z \times (h - t_f)^2}{4} = \frac{44,92 \times (14 - 0,69)^2}{4} = 1989,46 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} \times \sum (b_i \times t_i^3) = \frac{1}{3} \times (2 \times 7,3 \times 0,69^3 + 13,31 \times 0,47^3) = 2,06 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,pl} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{88,34 \times 23,5}{616,39}} = 1,84$$

"d" buckling curve

$$\chi_{LT} = 0,202$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_{y,pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,202 \times 88,34 \times \frac{23,5}{1,0} = 419,35 \text{ kNcm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{88,99}{419,35} = 21\%$$

SAFE

9. Structural design – ramp

9.1. Computational models, algorithms

The ramp loads were determined by manual calculation. The structural members were verified for the resulting effects of action using analytical methods and standard procedures.

9.2. Calculation of the structural members of the ramp

9.2.1. Failure of the sawn timber beam

Types of failure:

- failure of the beam due to bending
- failure of the beam due to shear
- lateral buckling

Failure of the beam due to bending

The load acting on the ramp comes from the self-weight and the of people using the ramp. We calculated with a very dense traffic, therefore the variable load is very high.

$$q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$$

$$\gamma_{fd} = 5 \frac{kN}{m^3}$$

$$g_k = \left(0,025 + \frac{0,05 \times 0,1 \times (1,4 \times 4 + 1,25 \times 2)}{1,5 \times 1,25} \right) \times 5 = 0,233 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_d = g_k \times \gamma_G + q_k \times \gamma_Q = 0,233 \times 1,35 + 4 \times 1,5 = 6,31 \frac{kN}{m^2}$$

The figure below shows the geometry of the ramp. In the calculation the beams parallel to the main axis are supported at the two edges by two hinges, while the cross ones are supported at three points by hinges. We calculated all the different beams for safety.

For safety we calculated with C16 spruce material.

$$M_{R,d} = W \times k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{50 \times 100^2}{6} \times 0,9 \times \frac{16}{1,3} = 0,923 kNm$$

$$M_{E,d,1} = \frac{p_d \times t_1 \times l_1^2}{8} = \frac{6,31 \times 0,4 \times 1,5^2}{8} = 0,710 kNm$$

$$\frac{M_{E,d,1}}{M_{R,d}} = \frac{0,710}{0,923} = 76\%$$

$$M_{E,d,2} = \frac{p_d \times t_2 \times l_2^2}{8} = \frac{6,31 \times 0,45 \times 1,5^2}{8} = 0,799 kNm$$

$$\frac{M_{E,d,2}}{M_{R,d}} = \frac{0,799}{0,923} = 86\%$$

$$M_{E,d,3}^{-} = -0,211 \text{ kNm}$$

$$M_{E,d,3}^{+} = +0,113 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d,3}}{M_{R,d}} = \frac{0,211}{0,923} = 23\%$$

$$M_{E,d,4}^{-} = -0,361 \text{ kNm}$$

$$M_{E,d,4}^{+} = +0,301 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d,3}}{M_{R,d}} = \frac{0,361}{0,923} = 38\%$$

SAFE

Failure of the beam due to shear:

$$b_{eff} = b \times k_{cr} = 50 \times 0,67 = 33,5 \text{ mm}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \times \frac{1,8}{1,3} = 1,25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$V_{E,d,1} = 1,893 \text{ kN}$$

$$\tau_{E,d,1} = \frac{S \times V_{E,d,1}}{I \times b_{eff}} = \frac{\frac{33,5 \times 100^2}{8} \times 1893}{\frac{33,5 \times 100^3}{12} \times 33,5} = 0,848 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d,1}}{f_{v,d}} = \frac{0,848}{1,25} = 68\%$$

$$V_{E,d,2} = 2,130 \text{ kN}$$

$$\tau_{E,d,2} = \frac{S \times V_{E,d,2}}{I \times b_{eff}} = \frac{\frac{33,5 \times 100^2}{8} \times 2130}{\frac{33,5 \times 100^3}{12} \times 33,5} = 0,954 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d,2}}{f_{v,d}} = \frac{0,954}{1,25} = 76\%$$

$$V_{E,d,3} = 1,148 \text{ kN}$$

$$\tau_{E,d,3} = \frac{S \times V_{E,d,3}}{I \times b_{eff}} = \frac{\frac{33,5 \times 100^2}{8} \times 1148}{\frac{33,5 \times 100^3}{12} \times 33,5} = 0,514 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d,3}}{f_{v,d}} = \frac{0,514}{1,25} = 41\%$$

$$V_{E,d,4} = 1,470 \text{ kN}$$

$$\tau_{E,d,4} = \frac{S' \times V_{E,d,4}}{I \times b_{eff}} = \frac{\frac{33,5 \times 100^2}{8} \times 1470}{\frac{33,5 \times 100^3}{12} \times 33,5} = 0,658 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d,4}}{f_{v,d}} = \frac{0,658}{1,25} = 53\%$$

SAFE

Lateral buckling:

All the beams are supported by sheathing at the top, therefore they cannot lose stability.

SAFE

9.2.2. Failure of the sheathing

Types of failure:

- failure of the sheathing due to bending
- failure of the sheathing due to shear
- lateral buckling

Failure of the sheathing due to bending:

The load of the sheathing comes from its self-weight and the people using it.

$$q_k = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{fo} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$g_k = 0,025 \times 5 = 0,125 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_d = g_k \times \gamma_G + q_k \times \gamma_Q = 0,125 \times 1,35 + 4 \times 1,5 = 6,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

The geometry of the ramp is described above. In the calculation we took the simplification that it is a continuous beam. It is sufficient to calculate bending and shear only to the widest span.

For safety we calculated with C16 spruce material.

$$M_{R,d} = W \times k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{1000 \times 25^2}{6} \times 0,9 \times \frac{16}{1,3} = 1,154 \text{ kNm}$$

$$M_{E,d} = \frac{p_d \times 1,0 \times l^2}{12} = \frac{6,17 \times 1,0 \times 0,45^2}{12} = 0,104 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{E,d}}{M_{R,d}} = \frac{0,104}{1,154} = 9\%$$

SAFE

Failure of the sheathing due to shear:

$$b_{eff} = b \times k_{cr} = 1000 \times 0,67 = 670 \text{ mm}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,9 \times \frac{1,8}{1,3} = 1,25 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{E,d} = \frac{p_d \times 1,0 \times l}{2} = \frac{6,17 \times 1,0 \times 0,45}{2} = 1,388 \text{ kN}$$

$$\tau_{E,d} = \frac{S' \times V_{E,d}}{I \times b_{eff}} = \frac{\frac{670 \times 25^2}{8} \times 1388}{\frac{670 \times 25^3}{12} \times 670} = 0,124 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{\tau_{E,d}}{f_{v,d}} = \frac{0,124}{1,25} = 10\%$$

SAFE

Lateral buckling:

The sheathing cannot lose its stability because of its geometry.

SAFE



Az Odoo tartószerkezetei

A Solar Decathlon Europe 2012 versenyre készült magyar ház elemzése

III. Melléklet:

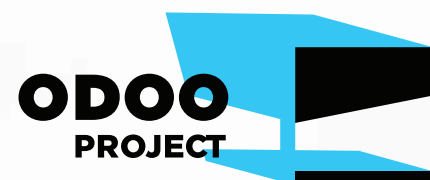
Odoo-project Project Drawings #6 kivonat – Structural Drawings

Budapesti Műszaki és Gazdaságtudományi Egyetem

Szilárdságtani és Tartószerkezeti Tanszék

Odooproject – Project Drawings #06

Structural Drawings



14 AUG 2012

Supervised by Dr. Miklós Armuth



5 STRUCTURAL (ST)

95	ST-001 Structural plan of grounding
96	ST-002 Pad under the building
97	ST-003 Pad under box-joint
98	ST-004 Pad under the terrace
99	ST-011 Structural floor plan
100	ST-012 Allotment view of connecting elements in the floor slab
101	ST-013 Structural plan of temporary bracing
102	ST-017 Plan of lifting
103	ST-021 Structural roof plan
104	ST-022 Allotment outer view of connecting elements in the roof slab
105	ST-023 Allotment inner view of connecting elements in the roof slab
106	ST-101 Structural section A-A
107	ST-102 Structural section B-B
108	ST-103 Structural section C-C
109	ST-104 Structural section D-D
110	ST-105 Structural longitudinal section of temporary bracing
111	ST-106 Allotment outer view of connecting elements in the northern wall
112	ST-107 Allotment inner view of connecting elements in the northern wall
113	ST-108 Allotment inner view of connecting elements in the Southern wall's southern wall
114	ST-111 Structural section E-E

115	ST-112 Structural section F-F
116	ST-113 Structural transversal section of temporary bracing
117	ST-114 Allotment outer view of connecting elements in the western wall
118	ST-115 Allotment inner view of connecting elements in the western wall
119	ST-116 Allotment outer view of connecting elements in the eastern wall
120	ST-117 Allotment inner view of connecting elements in the eastern wall
121	ST-201 Structural Blow up
122	ST-202 Structural Blow up of module B
123	ST-211 Lifting perspective
124	ST-301 Wall-floor junction
125	ST-302 Wall-roof, wall-wall corner junction
126	ST-303 Internal wall-roof and floor junction
127	ST-304 Floor-floor at box-joint
128	ST-305 Wall-wall at box joint
129	ST-306 Roof-roof at box joint
130	ST-307 Beam-roof junction
131	ST-308 Beam-column junction
132	ST-309 Column-floor junction
133	ST-310 Steel frame corner in the floor
134	ST-311 Rear wall-roof junction at the Southern wall



- 135 ST-312 Rear wall-floor junction at the Southern wall
- 136 ST-313 Side wall-floor junction at the Southern wall
- 137 ST-314 Side wall-floor junction at the Southern wall
- 138 ST-315 Wall-roof junction at the Southern wall
- 139 ST-316 Middle wall-floor junction at the Southern wall
- 140 ST-317 Middle wall-floor junction at the Southern wall
- 141 ST-318 Wall-floor junction at the Southern wall
- 142 ST-319 Wall-floor junction at the Southern wall
- 143 ST-321 Lifting point at the side beams, the longer cantilever
- 144 ST-322 Lifting point inside the modules
- 145 ST-323 Temporary bracing-steel beam junction
- 146 ST-324 Temporary bracing-roof junction
- 147 ST-320 Lifting point at the side beams, the shorter cantilever
- 148 ST-321 Lifting point at the side beams, the longer cantilever

- 149 ST-322 Lifting point inside the modules
- 150 ST-323 Temporary bracing-steel beam junction
- 151 ST-324 Temporary bracing-roof junction
- 152 ST-325 Temporary bracing-steel column junction
- 153 ST-326 Temporary bracing-wall junction
- 154 ST-327 Anchoring joint on the house's roof 1
- 155 ST-328 Anchoring joint on the house's roof 1
- 156 ST-329 Anchoring joint on the house's roof 1
- 157 ST-330 Anchoring joint on the house's roof 1
- 158 ST-331 Anchoring joint on the house's roof 1
- 159 ST-332 Anchoring joint on the house's roof 1
- 160 ST-333 Anchoring joint on the southern wall's roof 1,2
- 161 ST-334 Anchoring joint on the southern wall's roof 3
- 162 ST-335 Detail of the barrier

Foundation Plan and Details

Structural plan of grounding

Scale 1:50

Description:

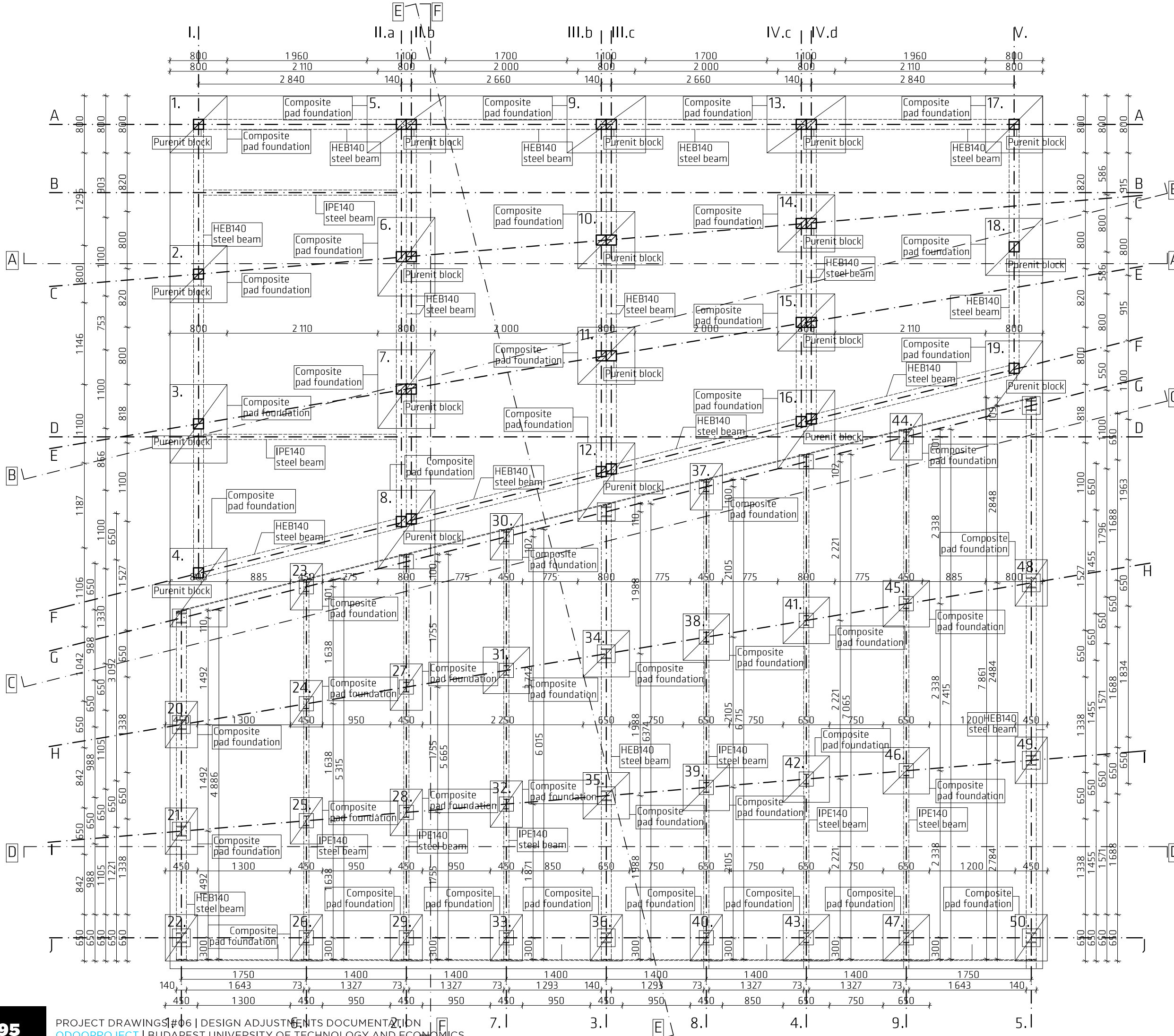
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-001



FUNDATION PLAN AND DETAILS

Pad under the
building

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

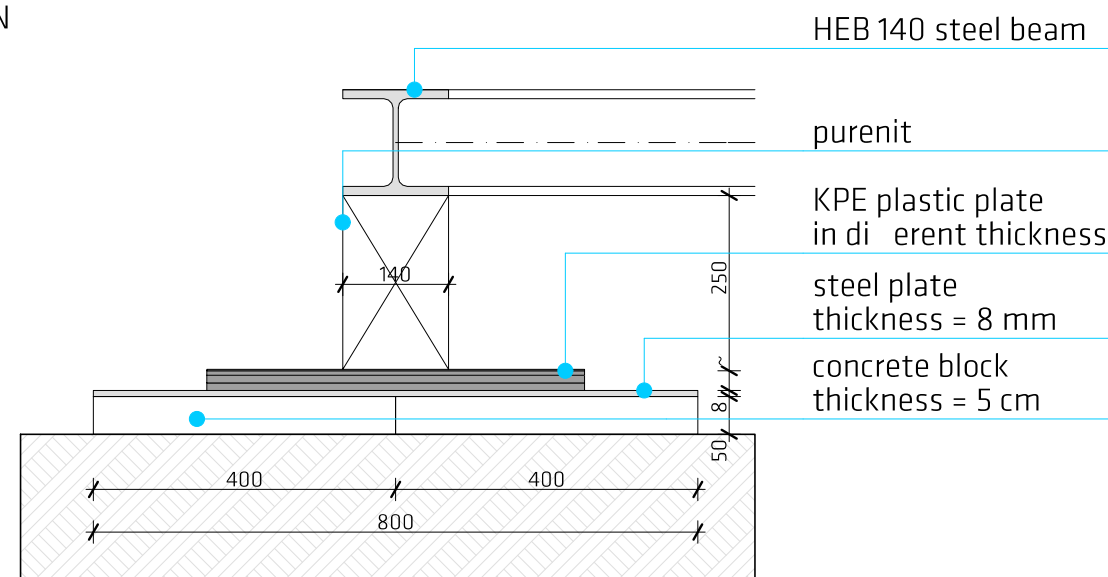
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

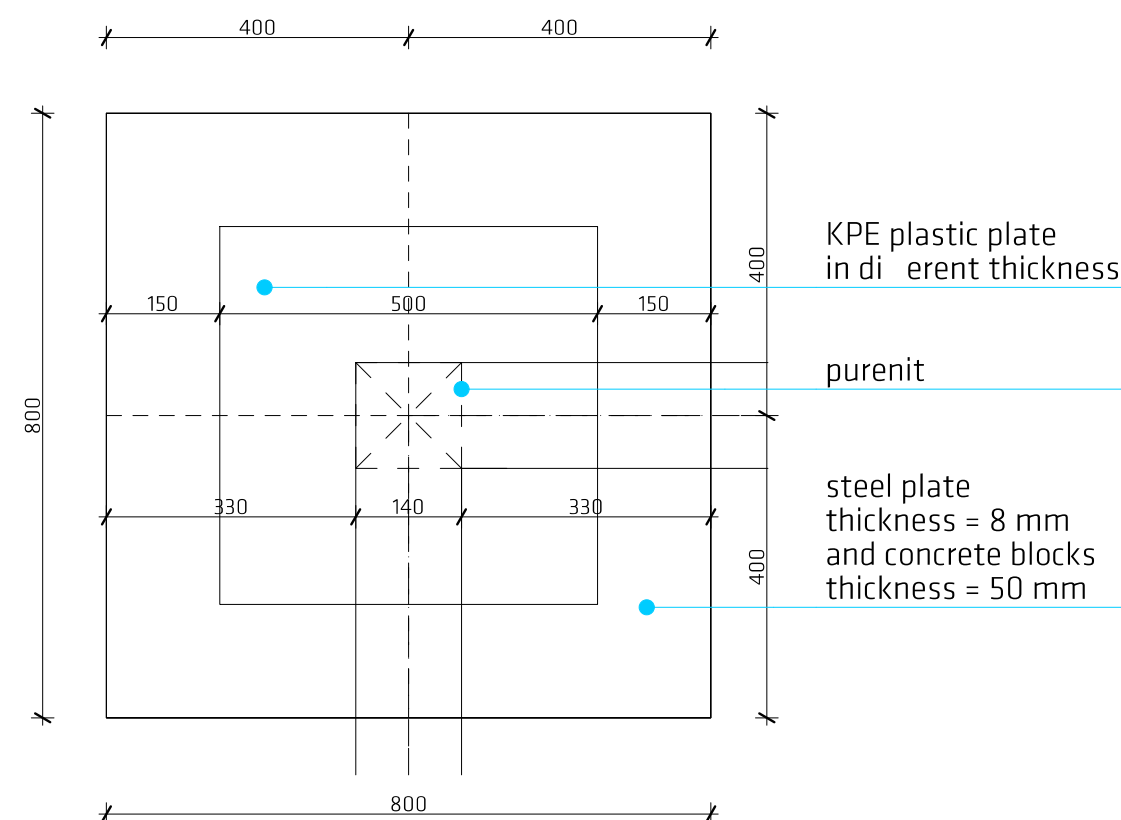
Date:
2012.08.12.

ST-002

SECTION



PLAN



FUNDATION PLAN AND DETAILS

Pad under box-
joint

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

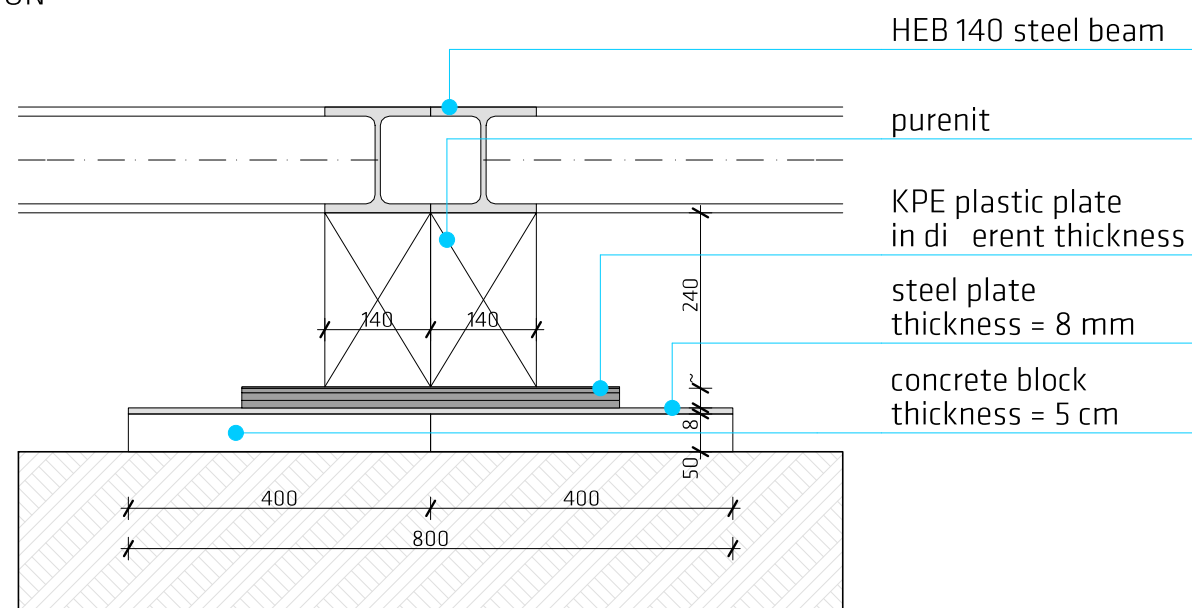
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

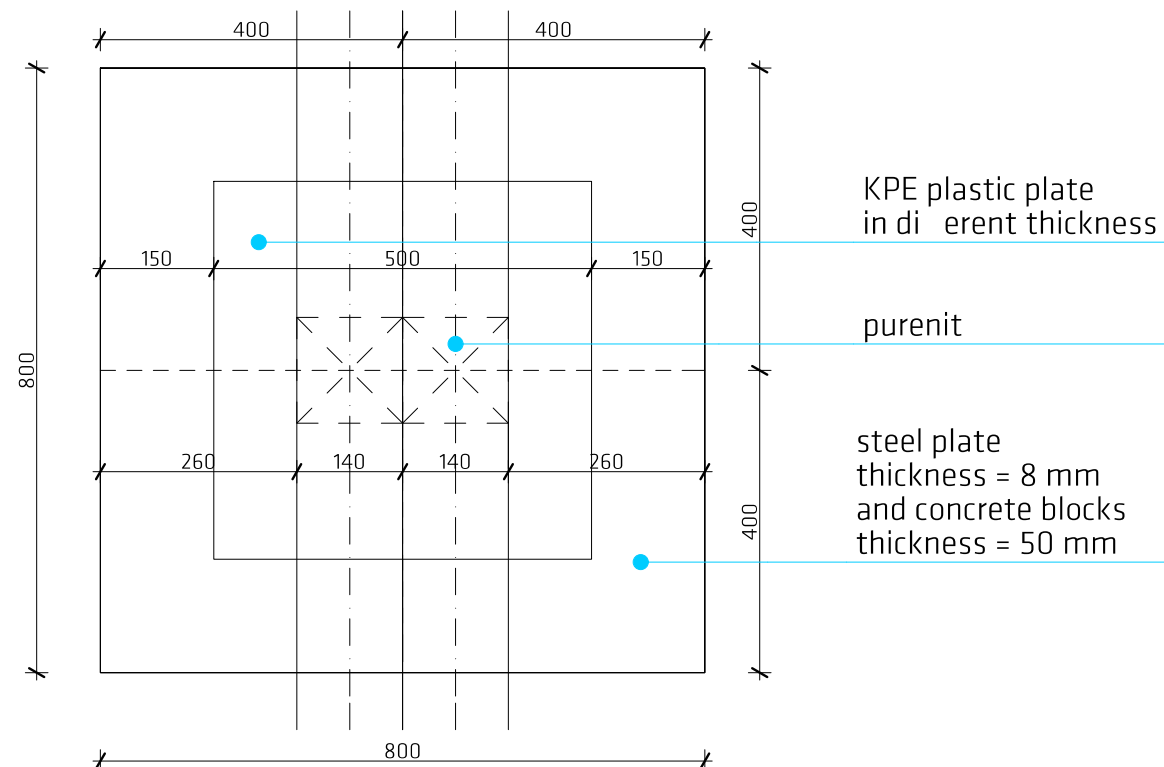
Date:
2012.08.12.

ST-003

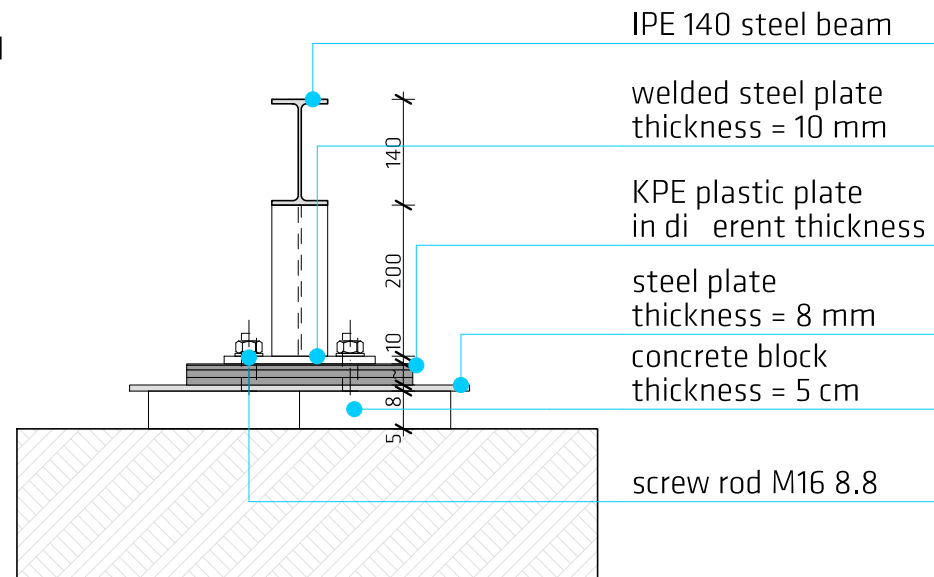
SECTION



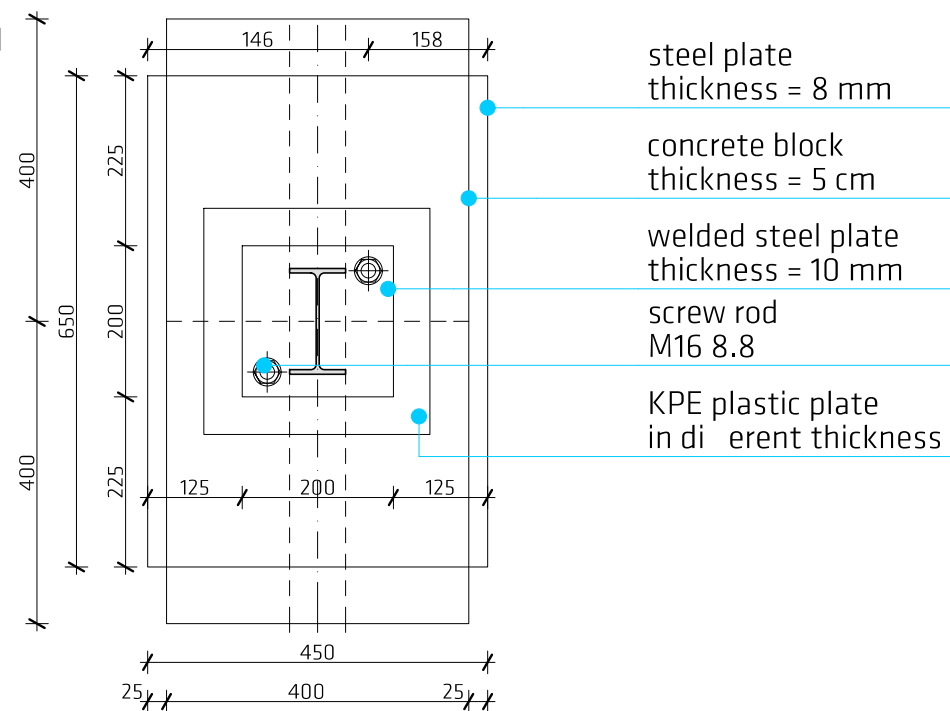
PLAN



SECTION



PLAN



FUNDATION PLAN AND DETAILS

Pad under the
terrace

Scale 1:5

Description:
The terrace beams are
fixed with two screw rods
on two pads, on the
other pads there are no
rods.

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-004

Structural Floor Plans

Structural floor plan

Scale 1:50

Description:

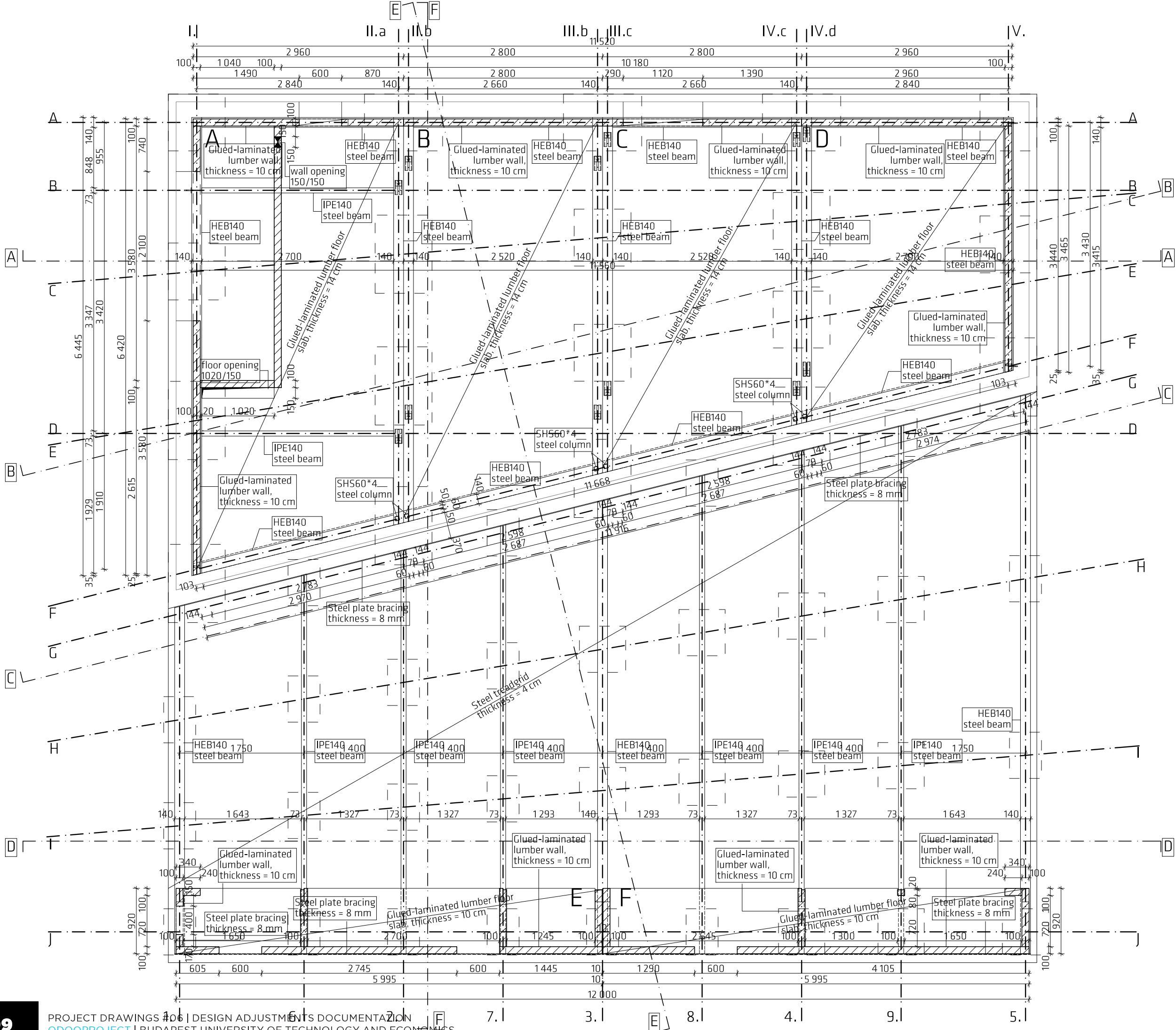
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-011



Structural Floor Plans

Structural plan of
temporary bracing

Scale 1:50

Description:

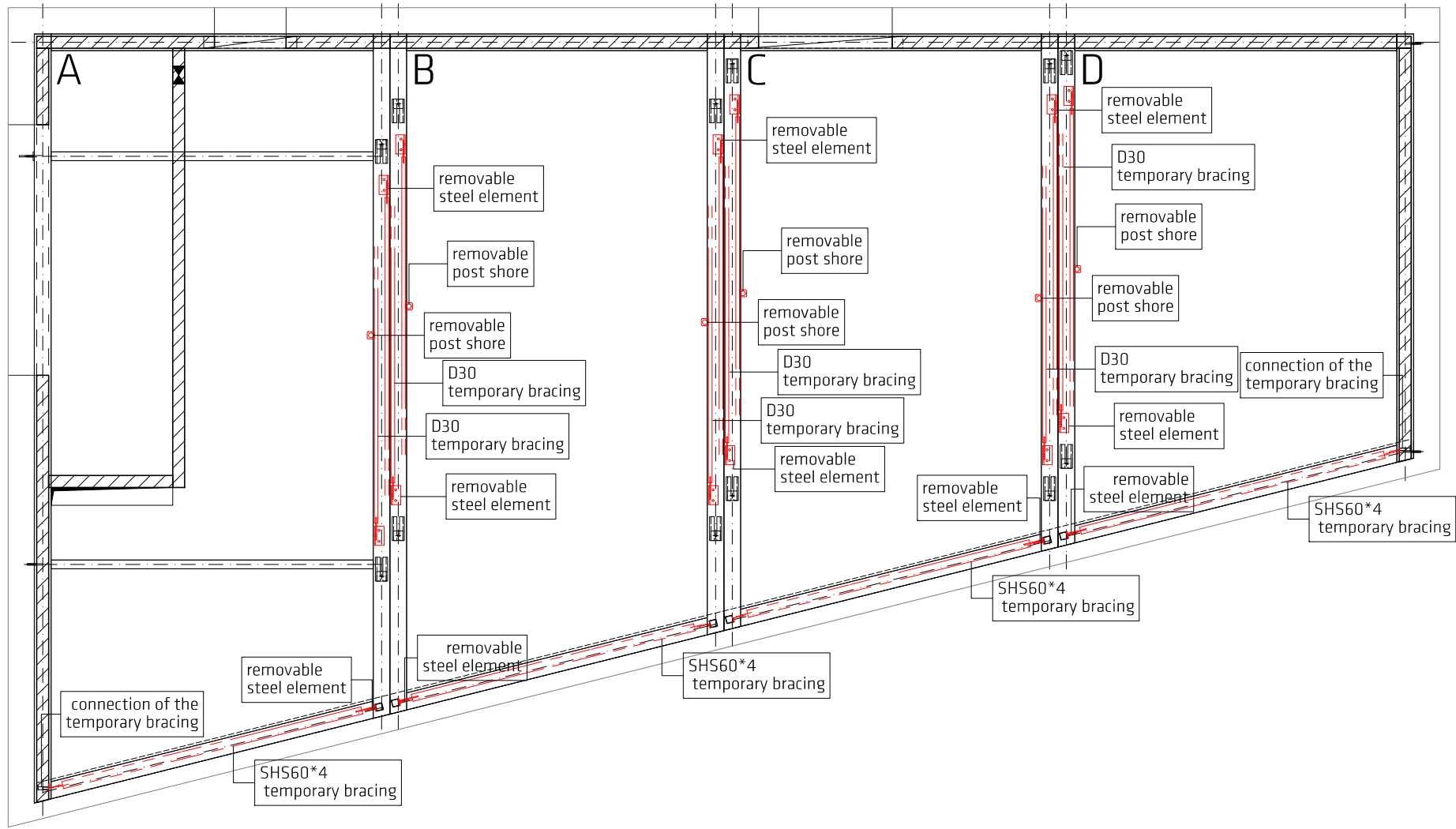
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-013



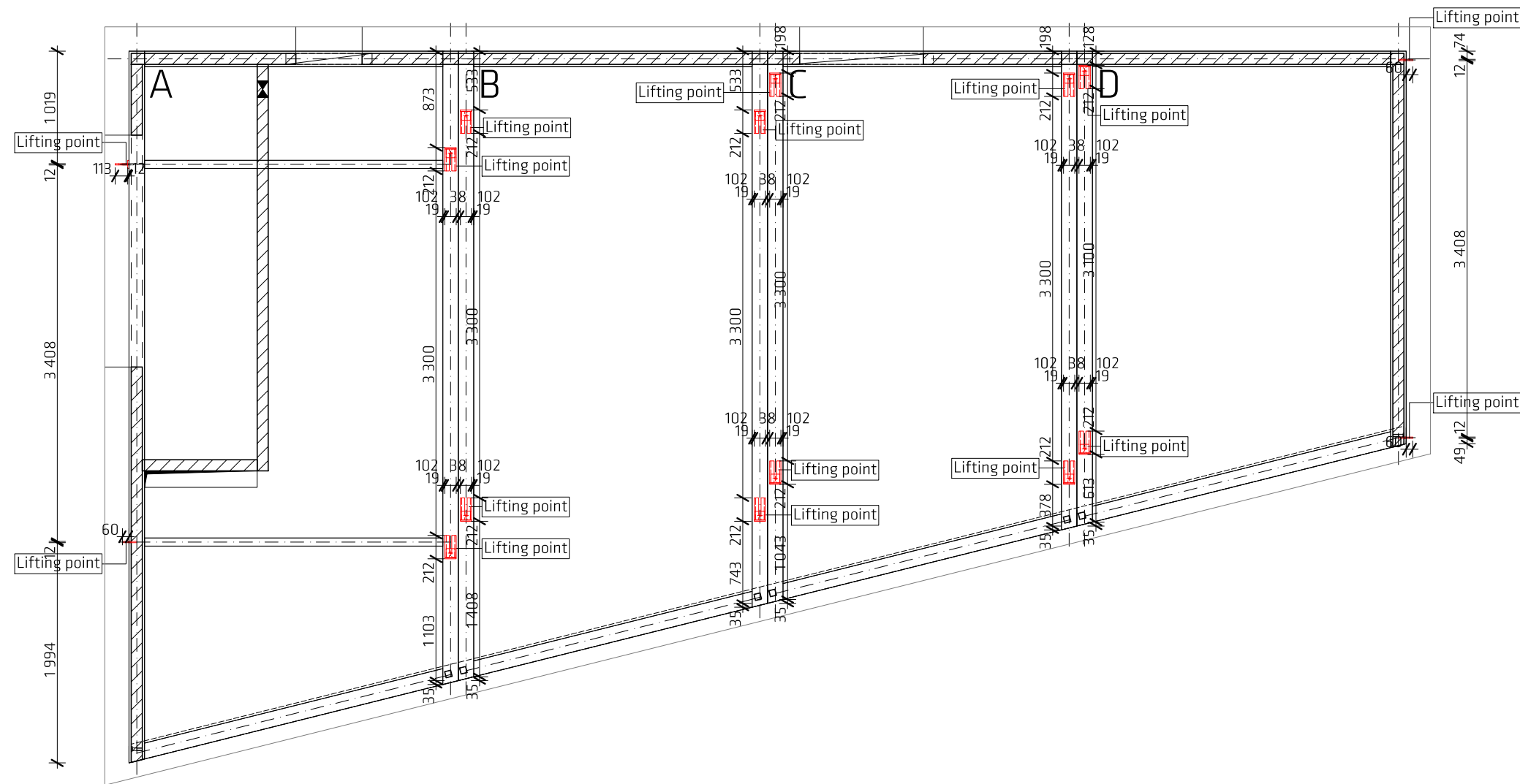
Scale 1:50

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-017

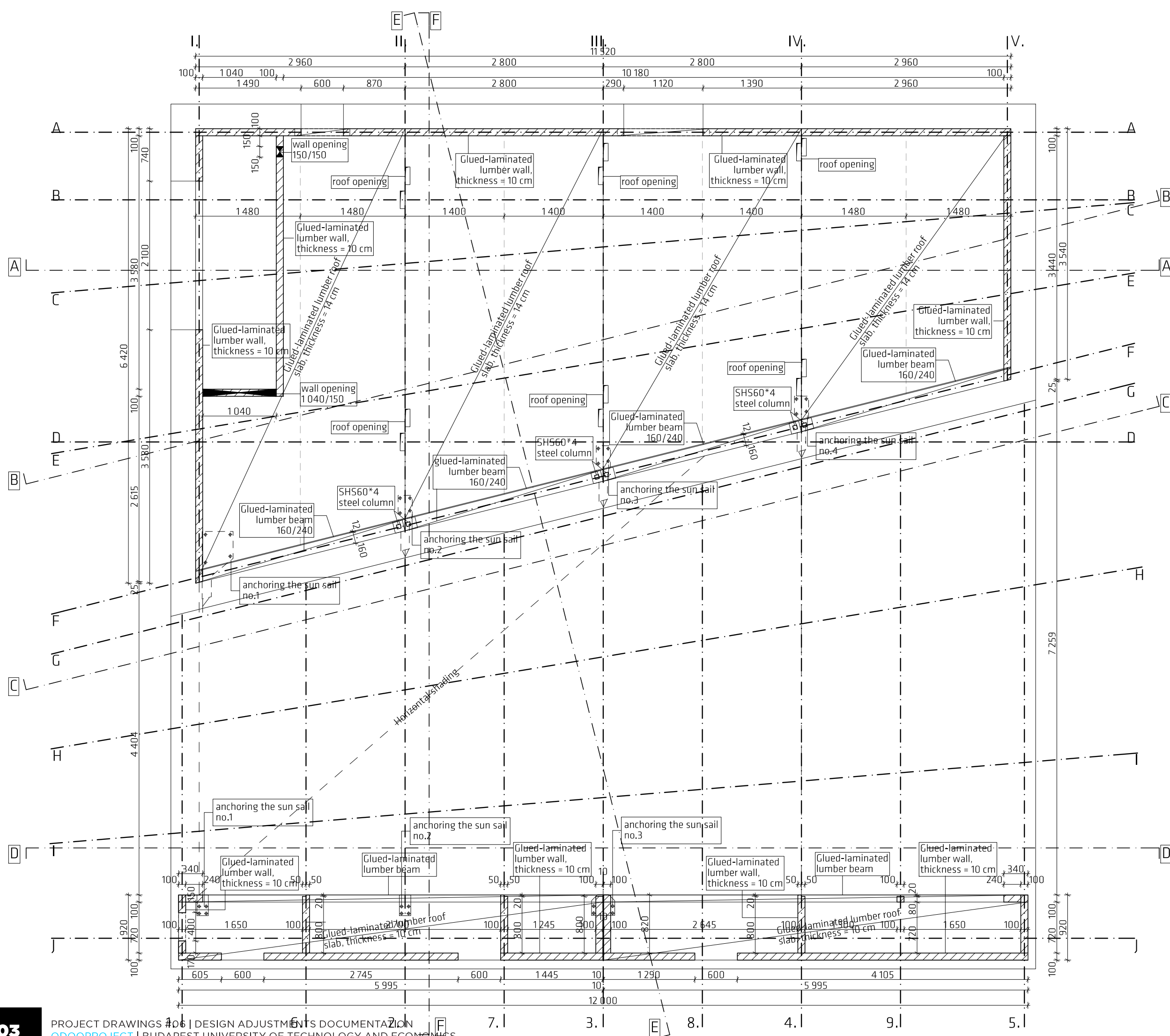
Scale 1:50

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.07.

ST-021

Structural Roof
Plans

Allotment inner
view of connecting
elements in the
roof slab

Scale 1:50

Description:

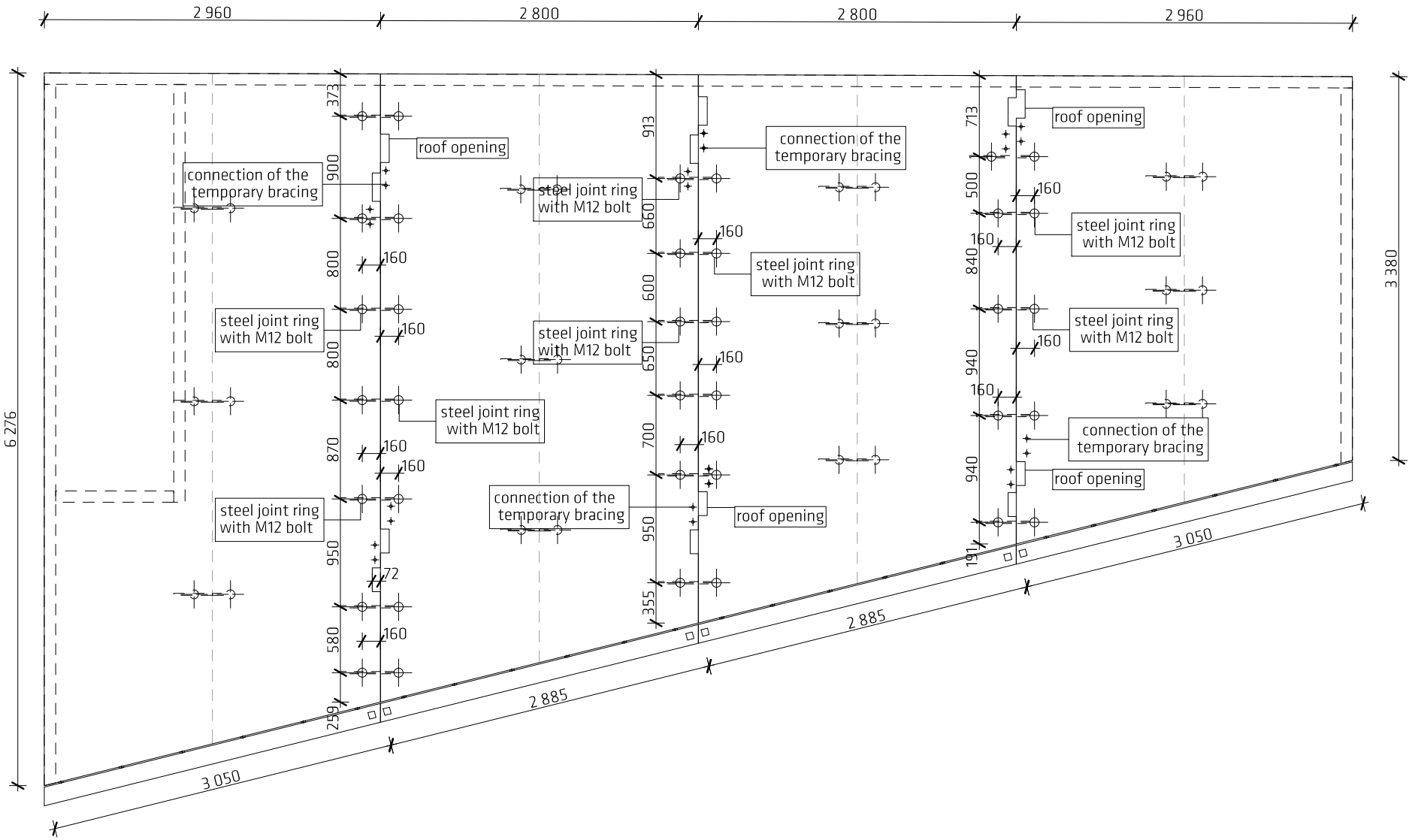
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-023



Structural

Longitudinal

Sections

Structural section

A-A

Scale 1:50

Description:

Designed by:

Bukta Katalin

Nagy Tamás Bajnok

Szalay Dávid

Drawing by:

Bukta Katalin

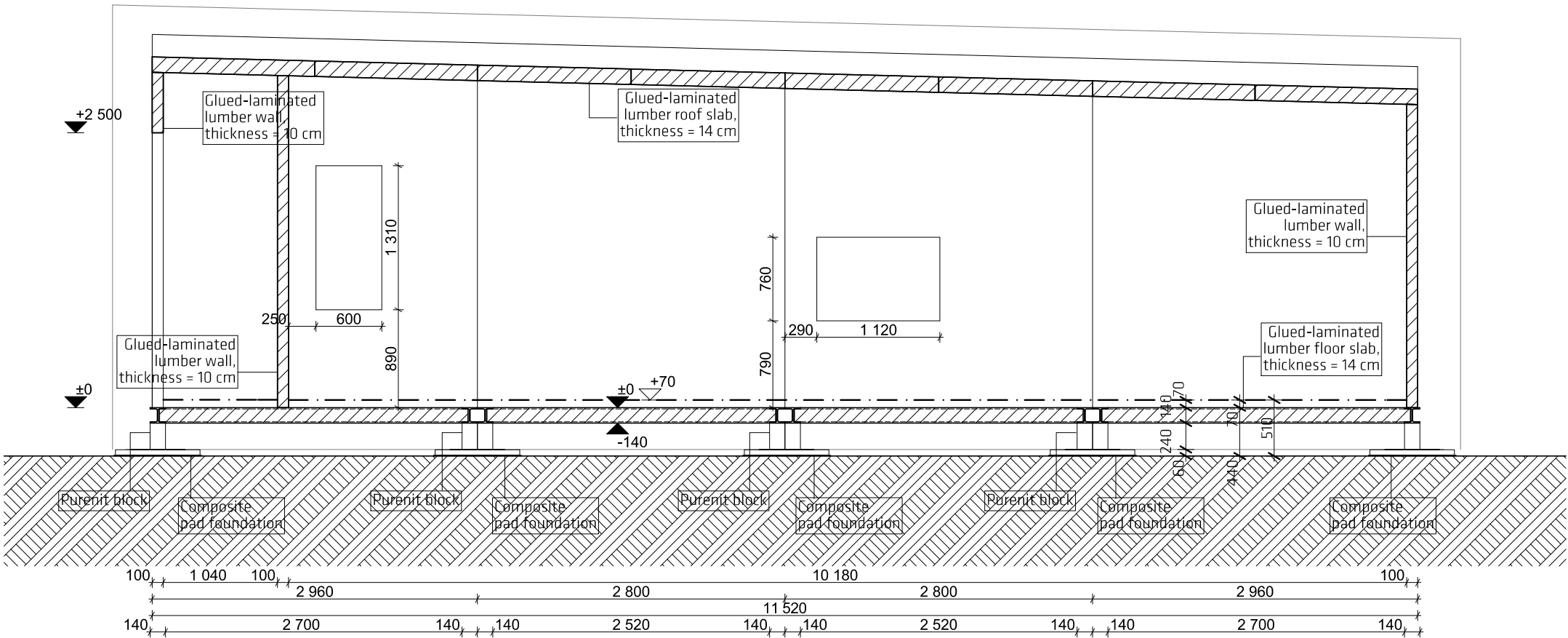
Supervised by:

Dr. Armuth Miklós

Date:

2012.05.22.

ST-101



Structural Longitudinal Sections

Structural section
B-B

Scale 1:50

Description:

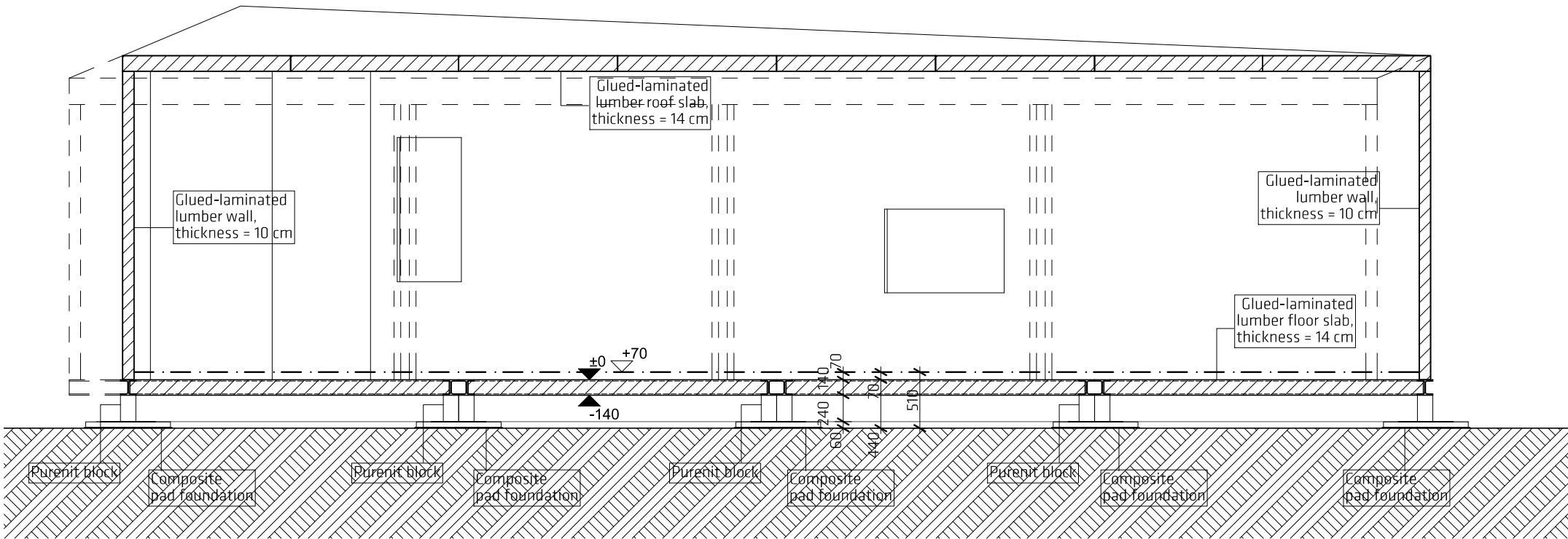
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-102



Structural

Longitudinal

Sections

Structural section

C-C

Scale 1:50

Description:

Designed by:

Bukta Katalin

Nagy Tamás Bajnok

Szalay Dávid

Drawing by:

Bukta Katalin

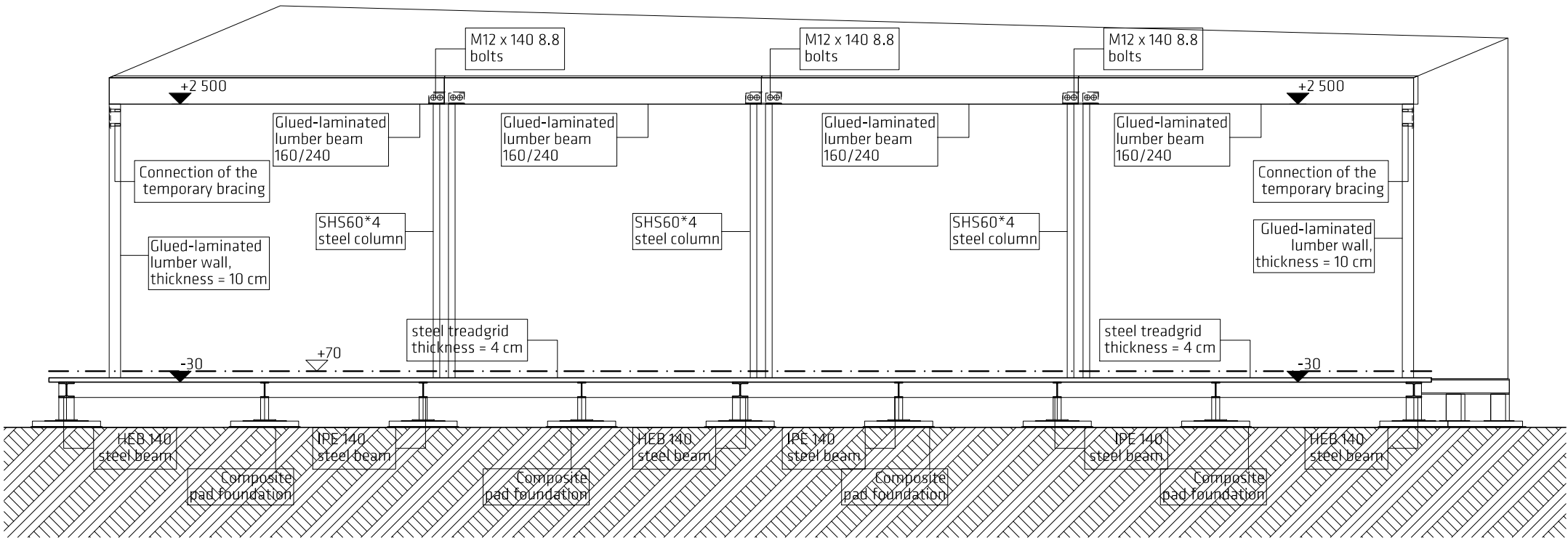
Supervised by:

Dr. Armuth Miklós

Date:

2012.05.22.

ST-103



Structural Longitudinal Sections

Structural section
D-D

Scale 1:50

Description:

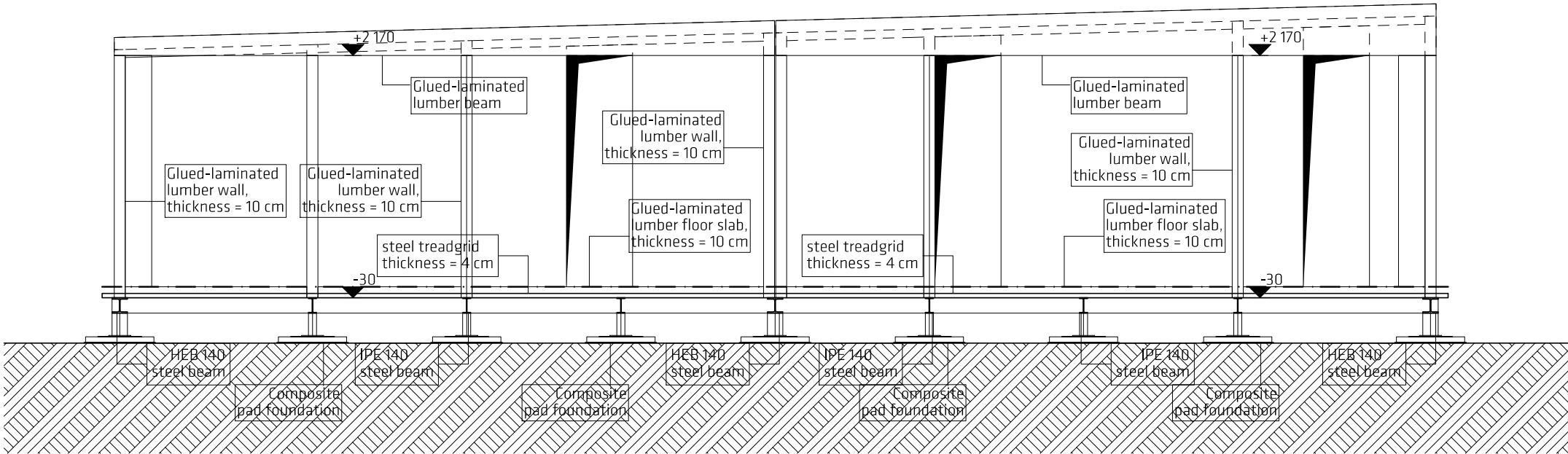
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-104



Structural Longitudinal Sections

Structural
longitudinal
section of
temporary bracing

Scale 1:50

Description:

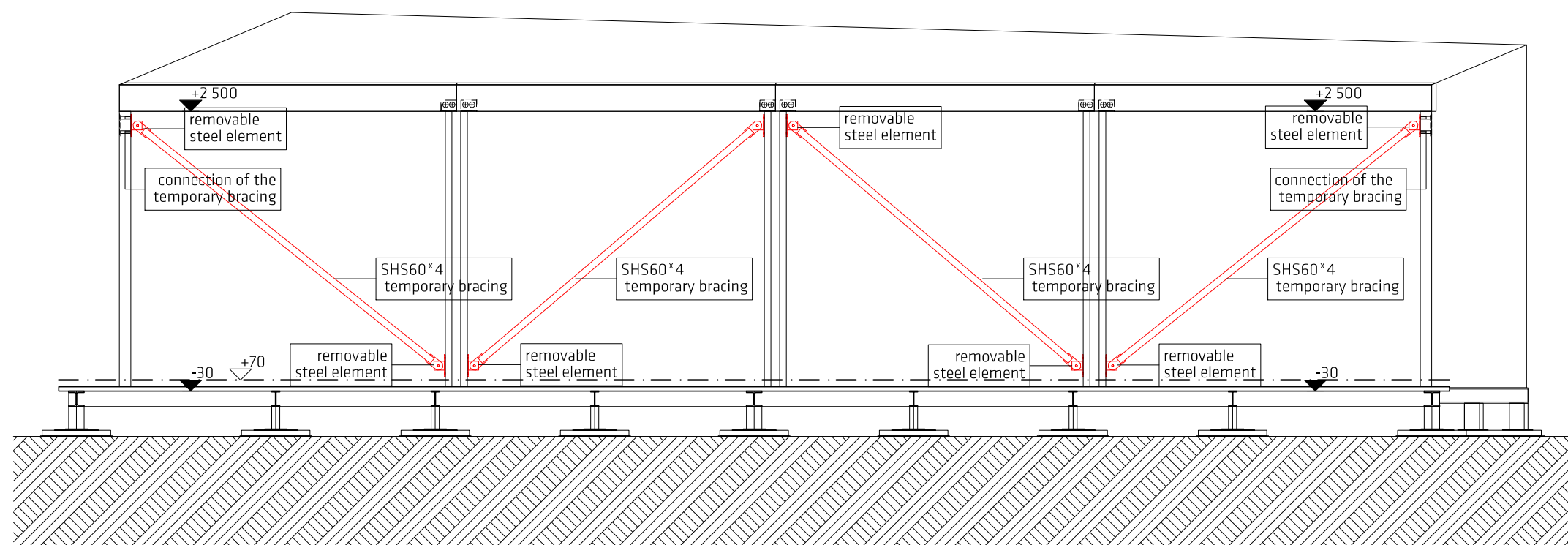
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-105



Structural Longitudinal Sections

Allotment inner
view of connecting
elements in the
northern wall

Scale 1:50

Description:

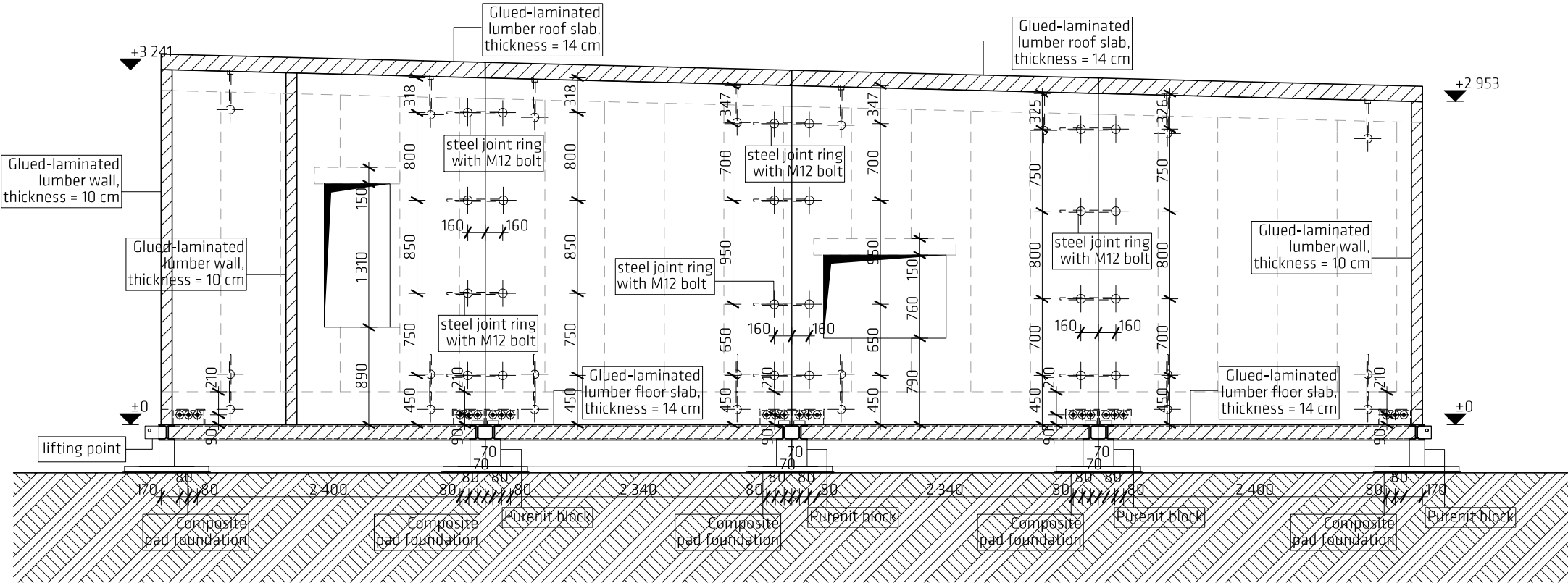
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-107



Structural Longitudinal Sections

Allotment inner view of connecting elements in the Southern wall's southern wall

Scale 1:50

Description:

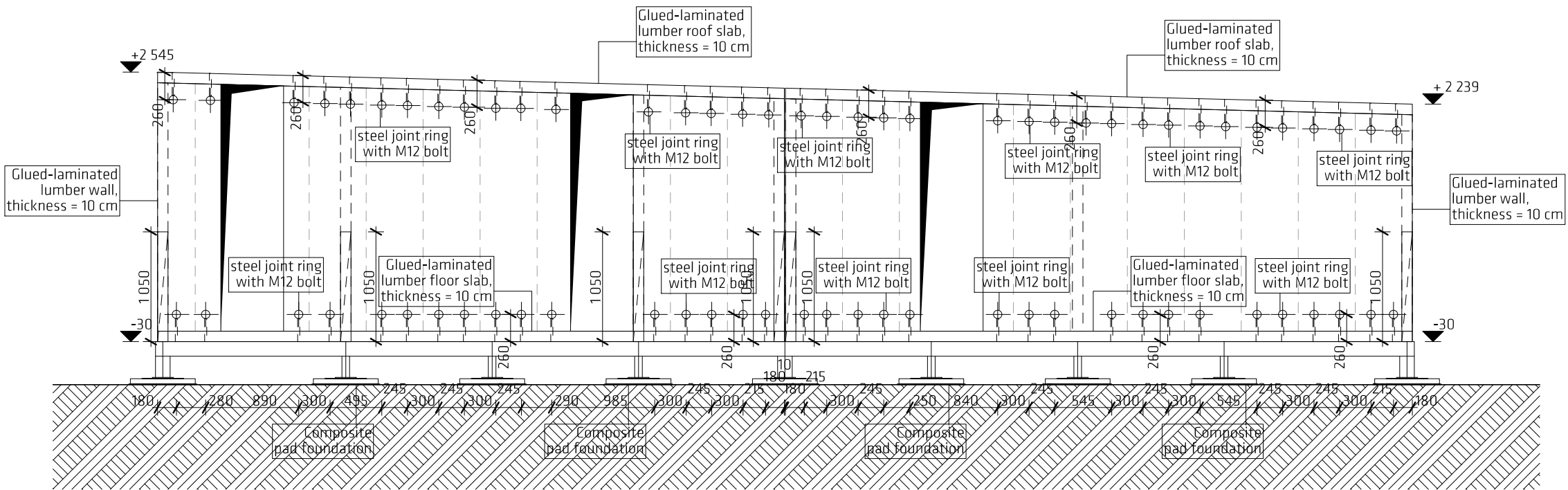
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-108



Structural Transversal Sections

Structural section
F-F

Scale 1:50

Description:

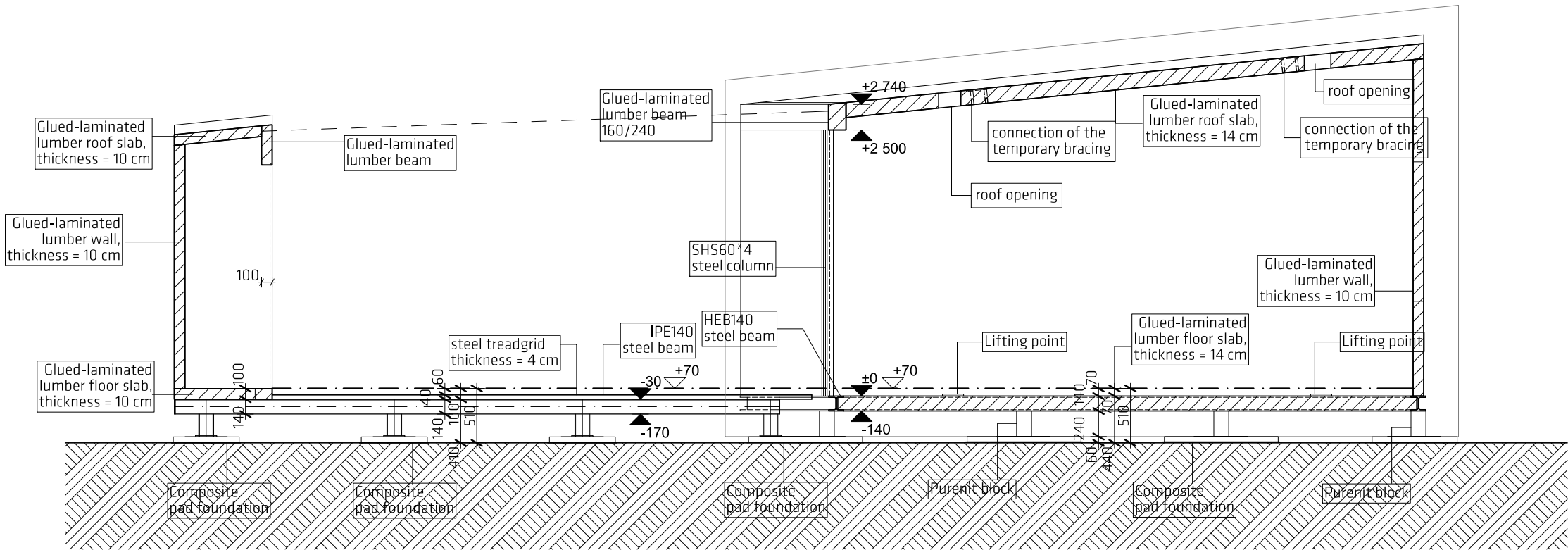
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

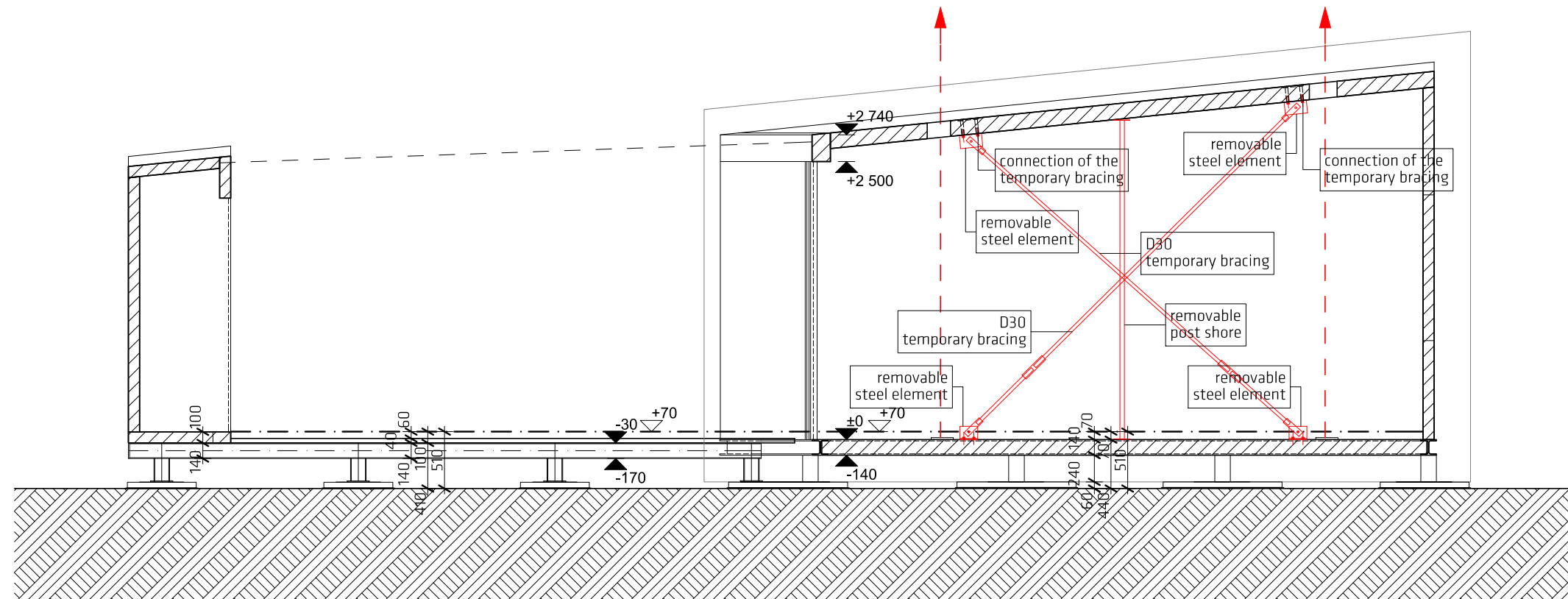
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-112





Structural Transversal Sections

Structural
transversal section
of temporary
bracing

Scale 1:50

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-113

Structural Transversal Sections

Allotment inner
view of connecting
elements in the
western wall

Scale 1:50

Description:

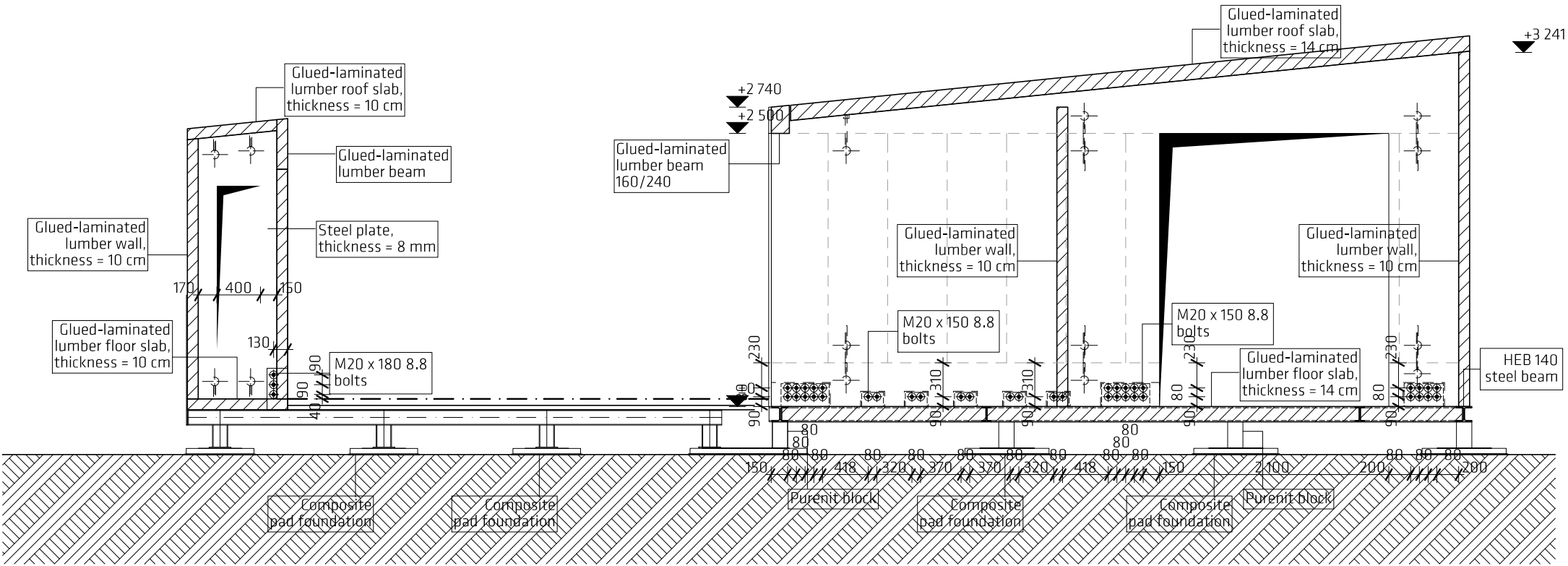
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-115



Structural

Transversal

Sections

Allotment inner
view of connecting
elements in the
eastern wall

Scale 1:50

Description:

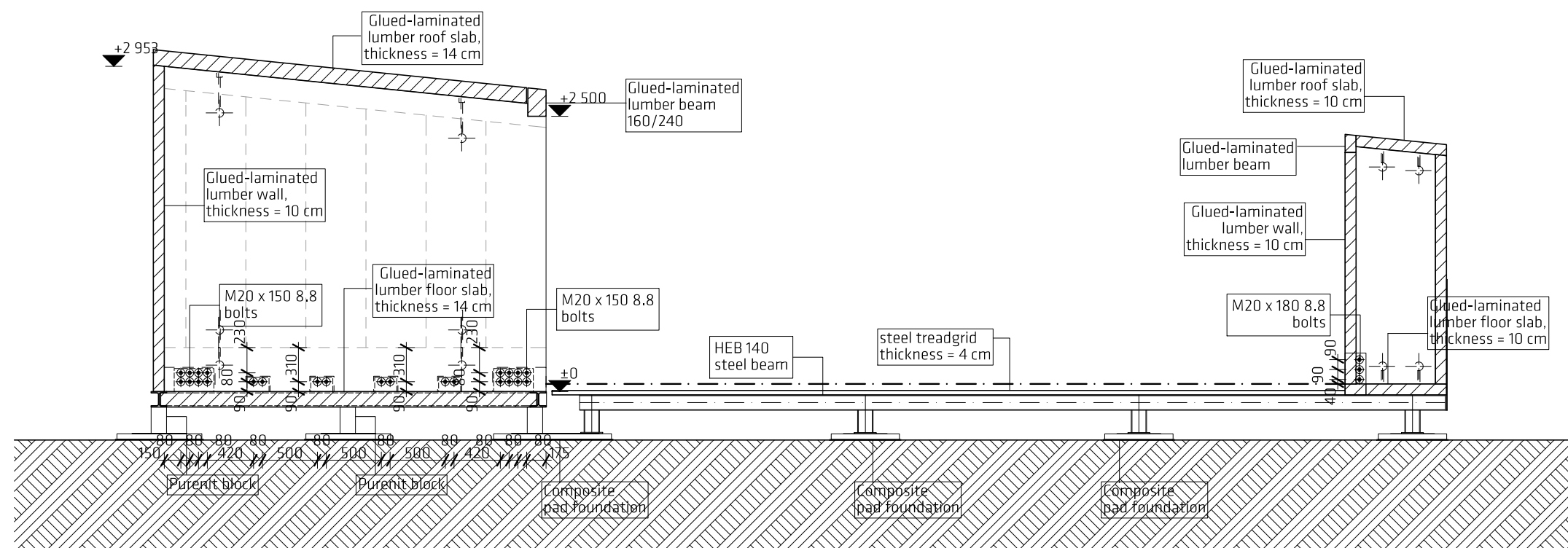
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-117



STRUCTURAL BLOW-UPS

Structural blow-up

Scale: -without scale-

Description:

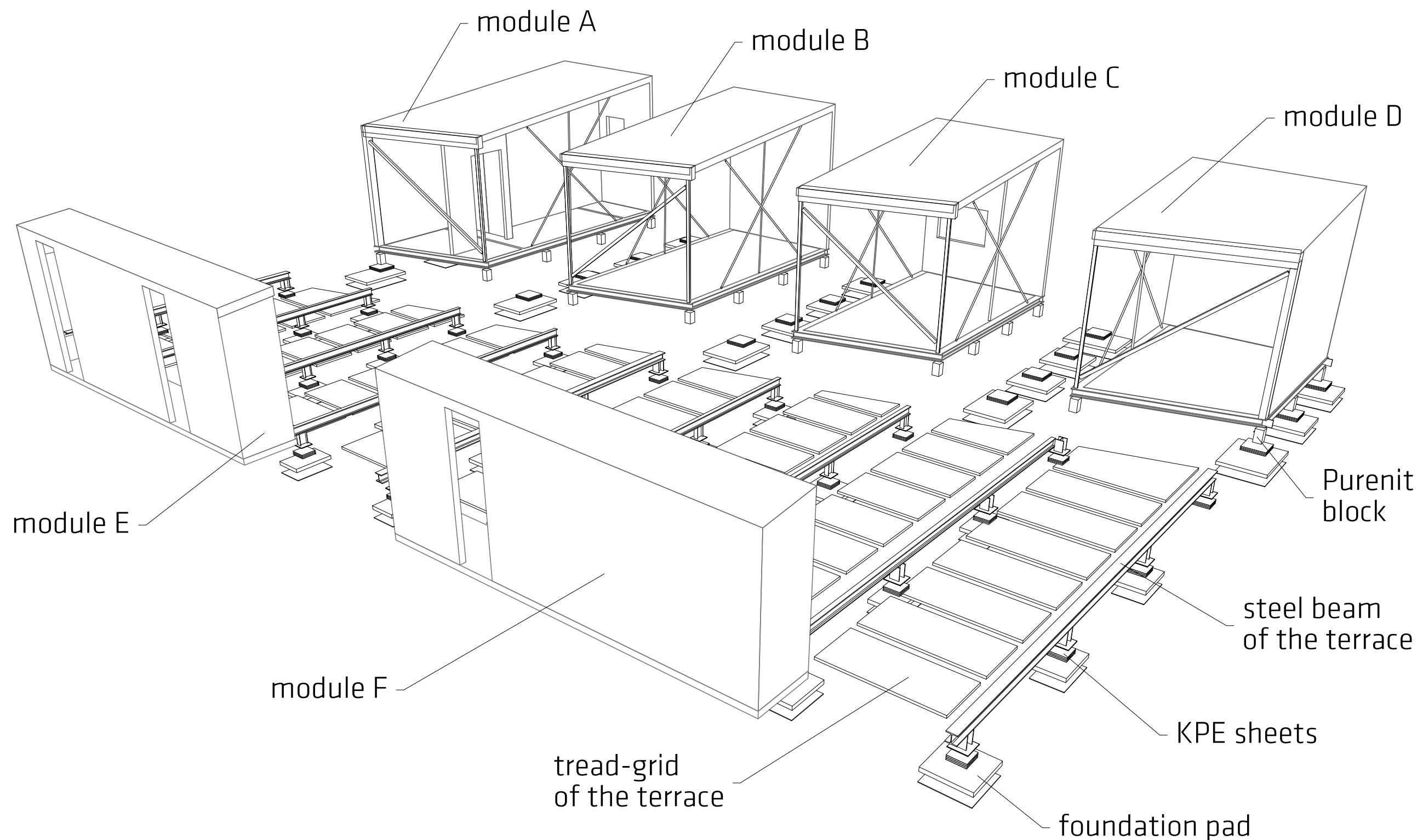
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-201



STRUCTURAL BLOW-UPS

Structural blow-up
of module B

Scale: -without scale-

Description:

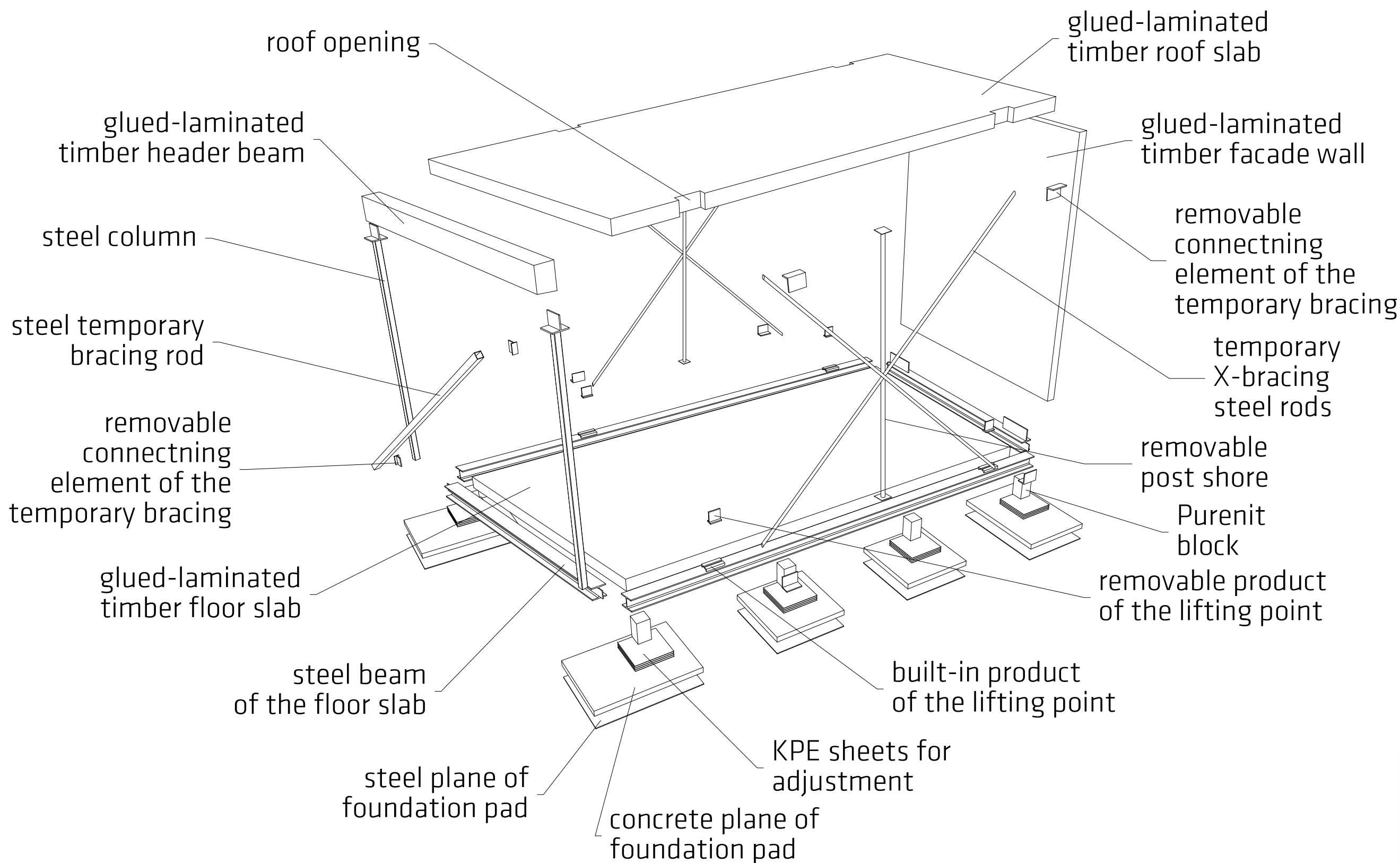
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

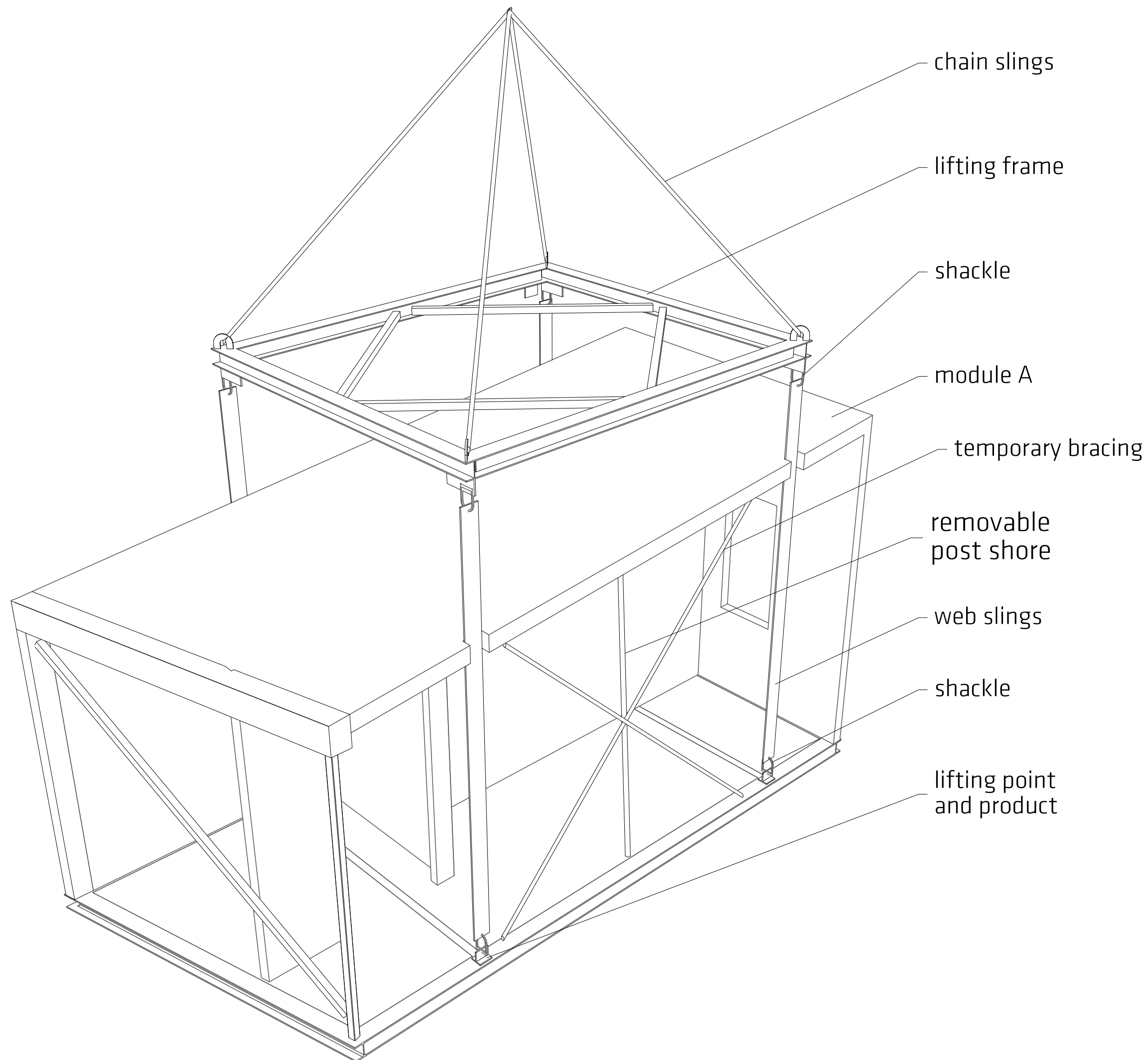
Drawing by:
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.05.22.

ST-202





STRUCTURAL DETAILS

Wall-roof, wall-
wall corner
junction

Scale 1:5

Description:

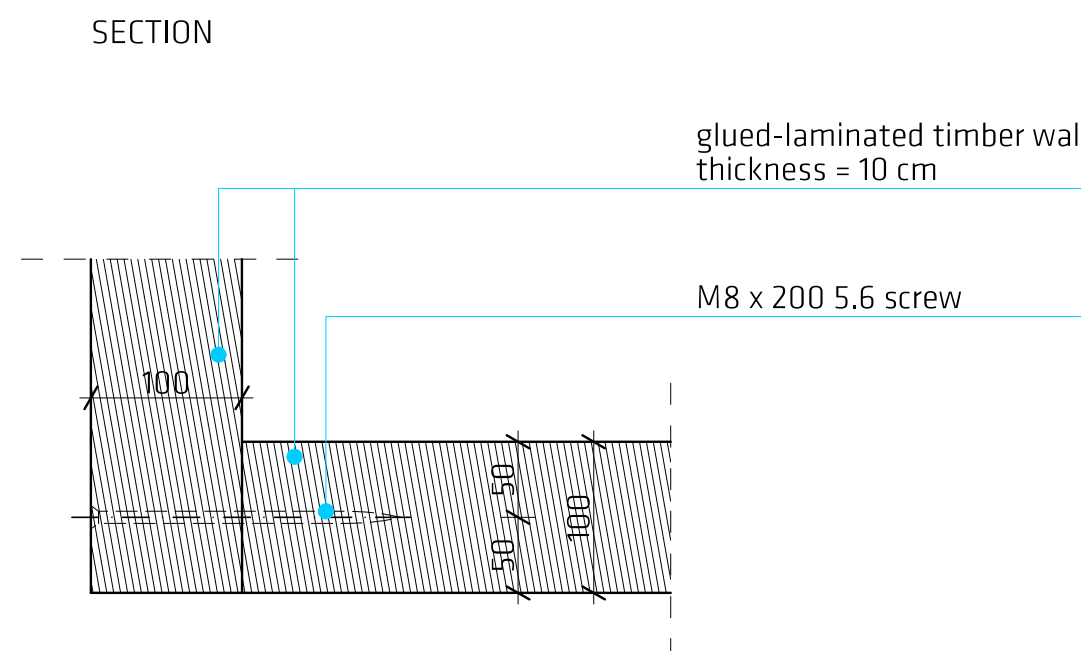
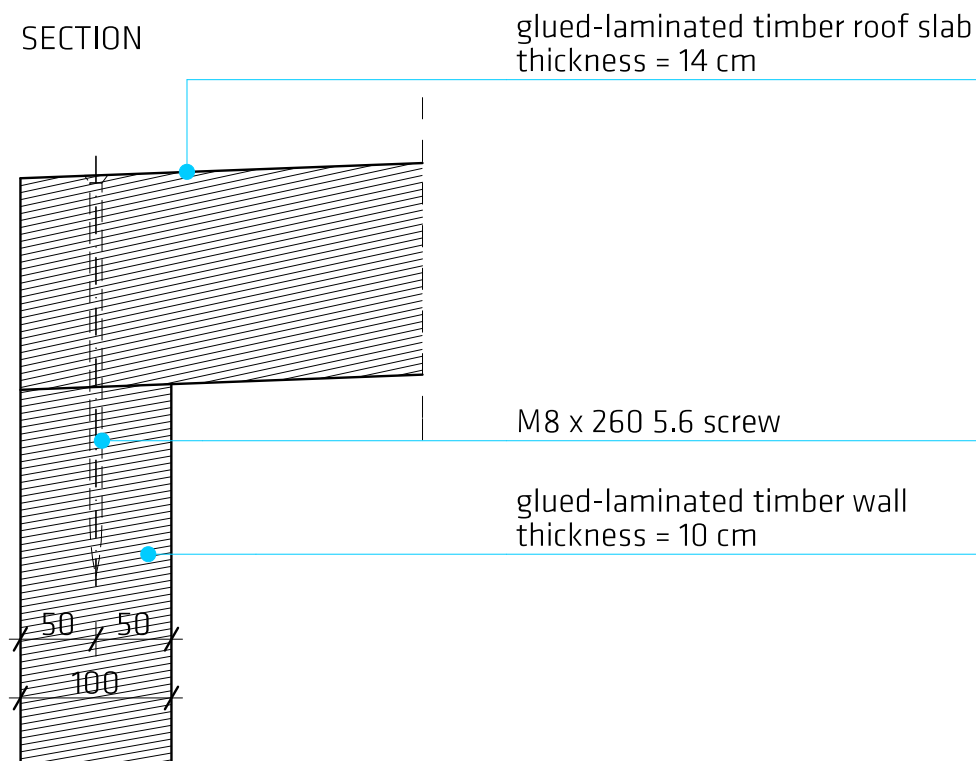
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-302



STRUCTURAL DETAILS

Internal wall-roof
and floor junction

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

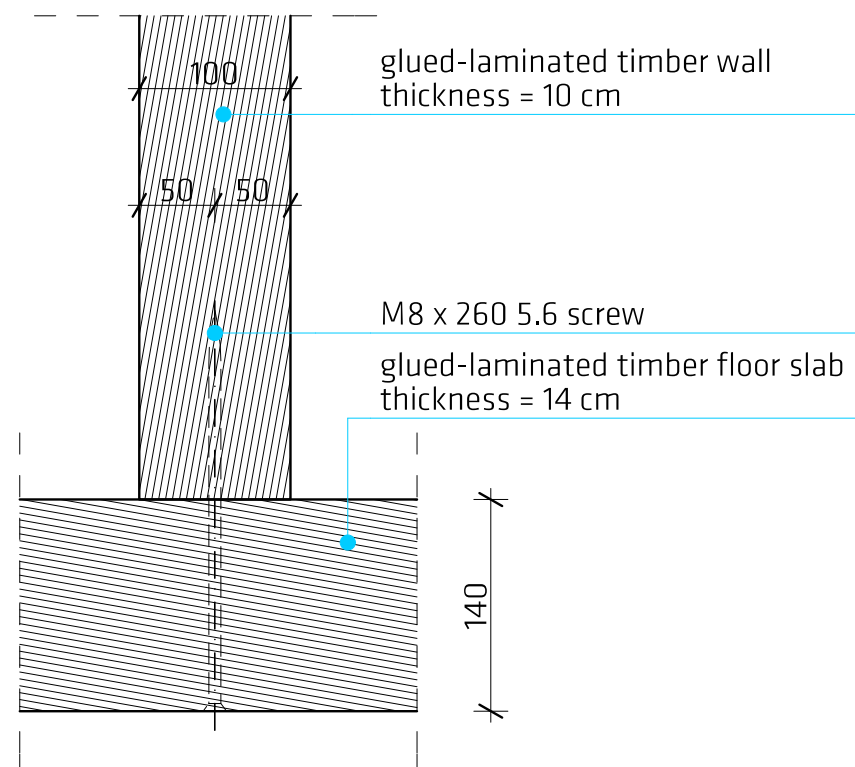
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

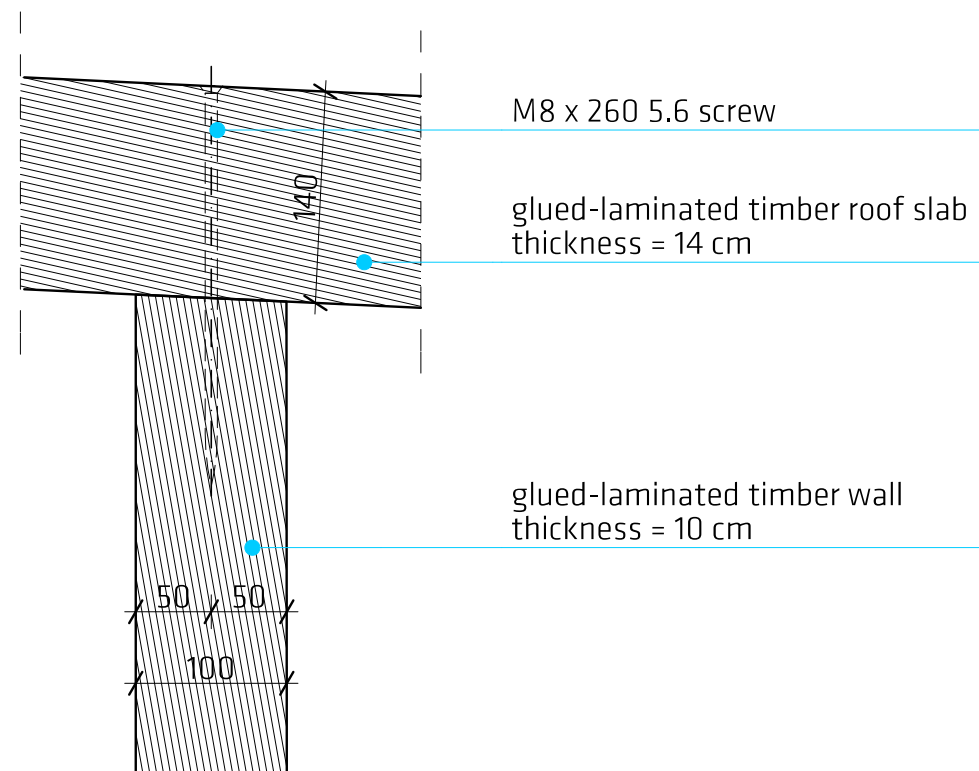
ST-303



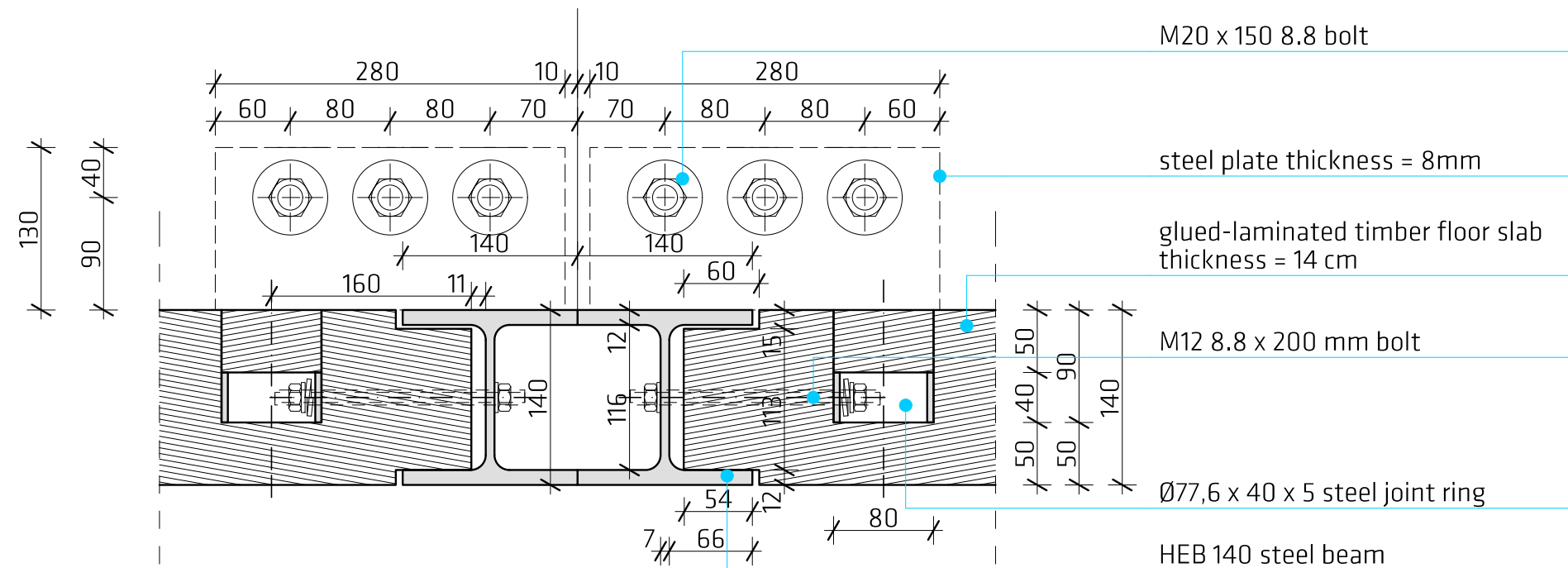
SECTION



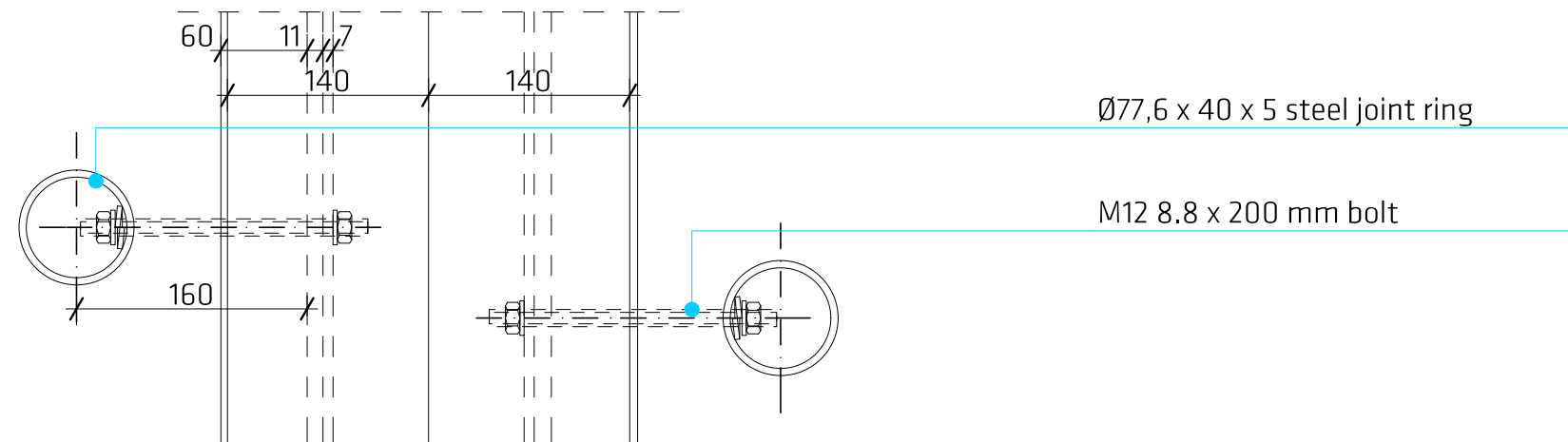
SECTION



SECTION



VIEW



STRUCTURAL DETAILS

Floor-floor at box-joint

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-304

STRUCTURAL DETAILS

Wall-wall at box
joint

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

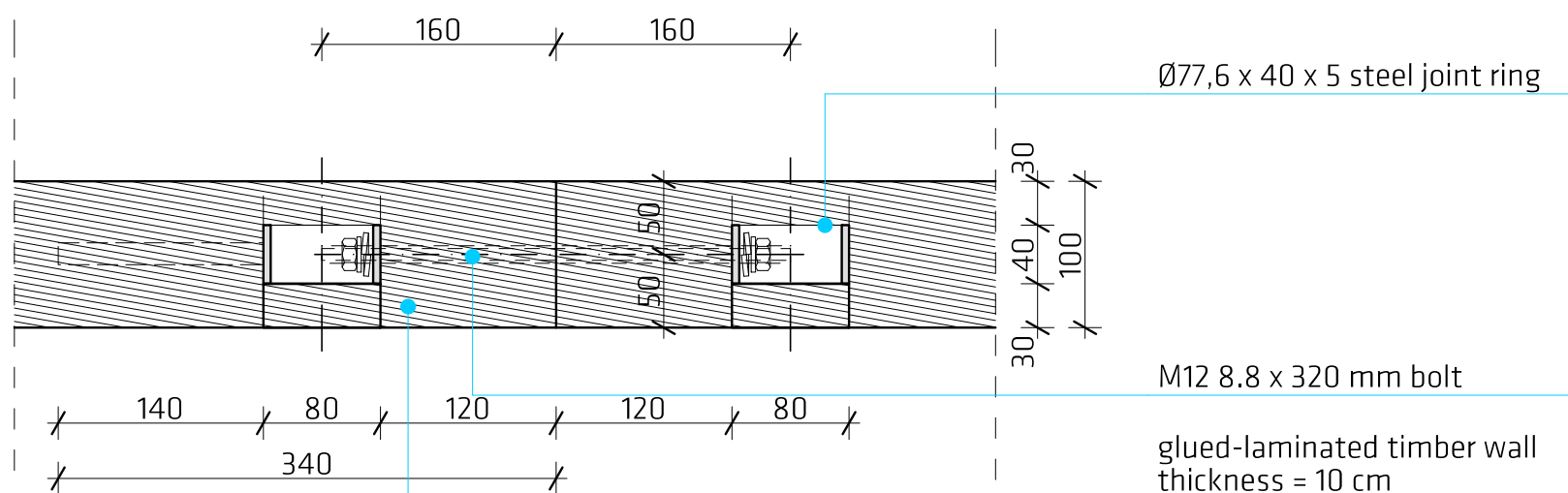
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

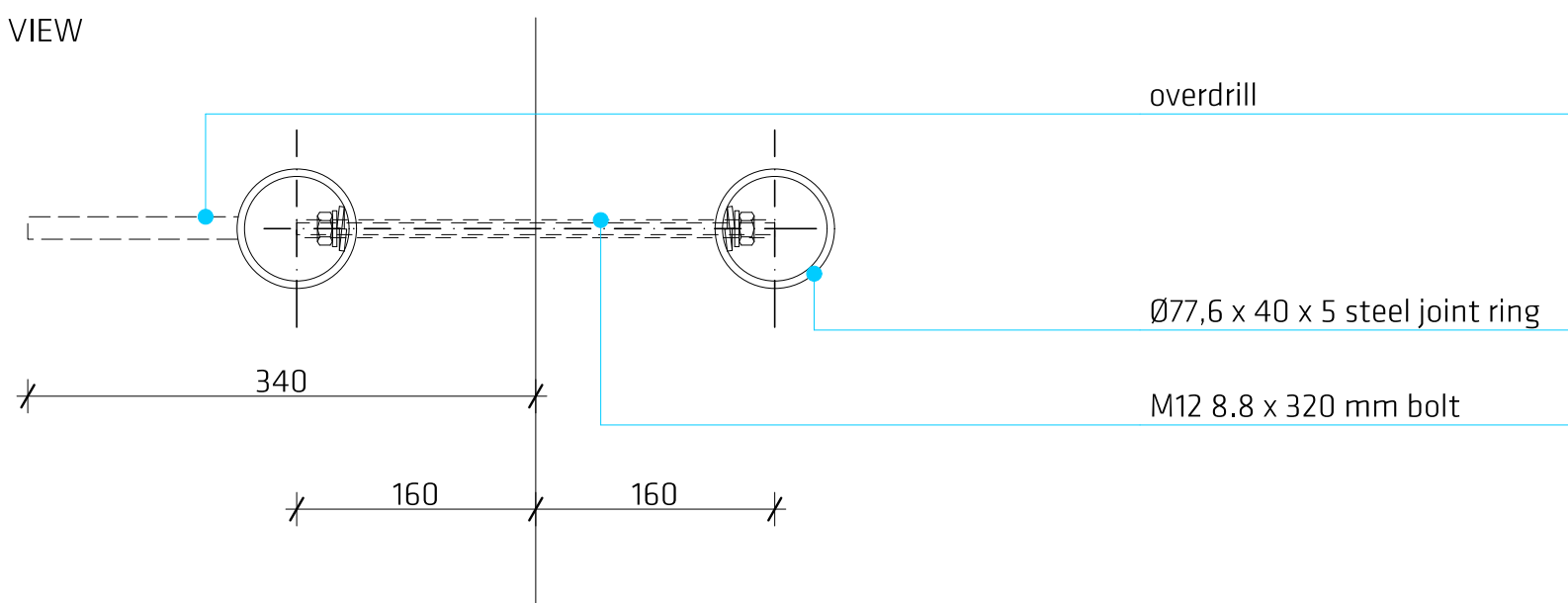
Date:
2012.08.12.

ST-305

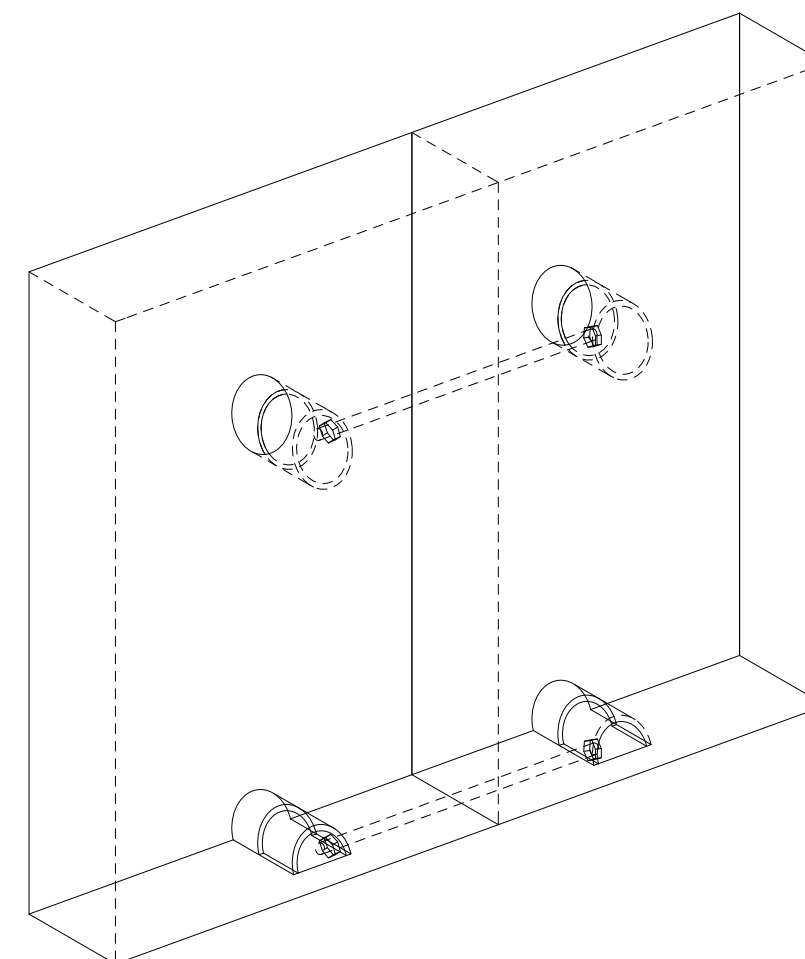
SECTION



VIEW



AXONOMETRY



STRUCTURAL

DETAILS

Roof-roof at box joint

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

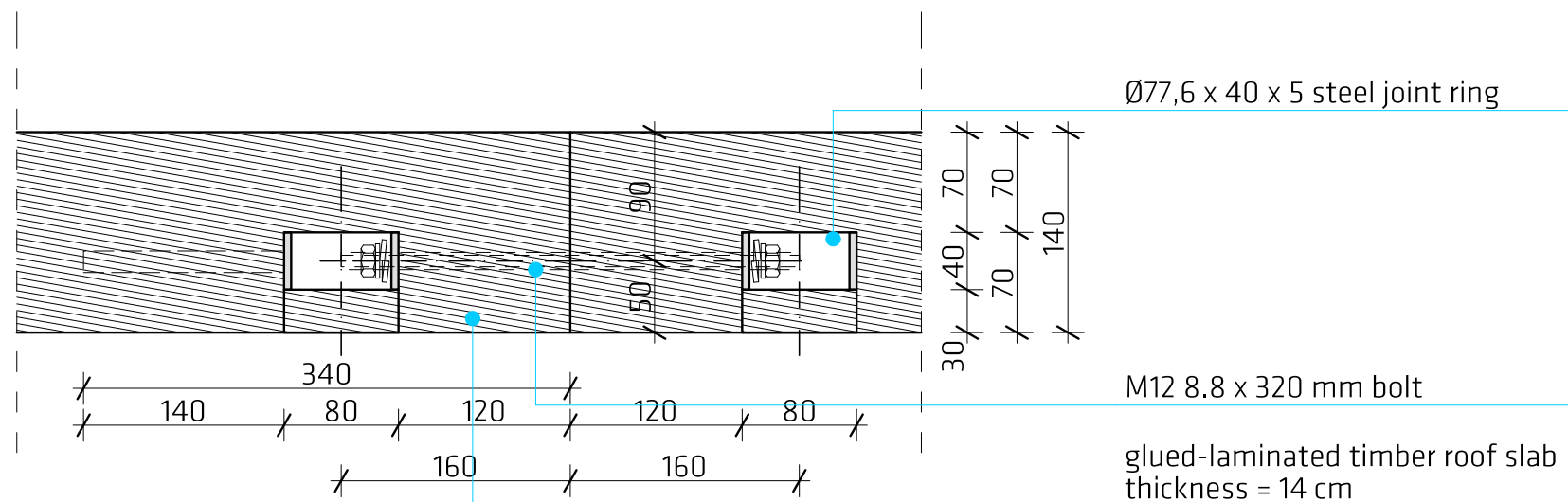
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

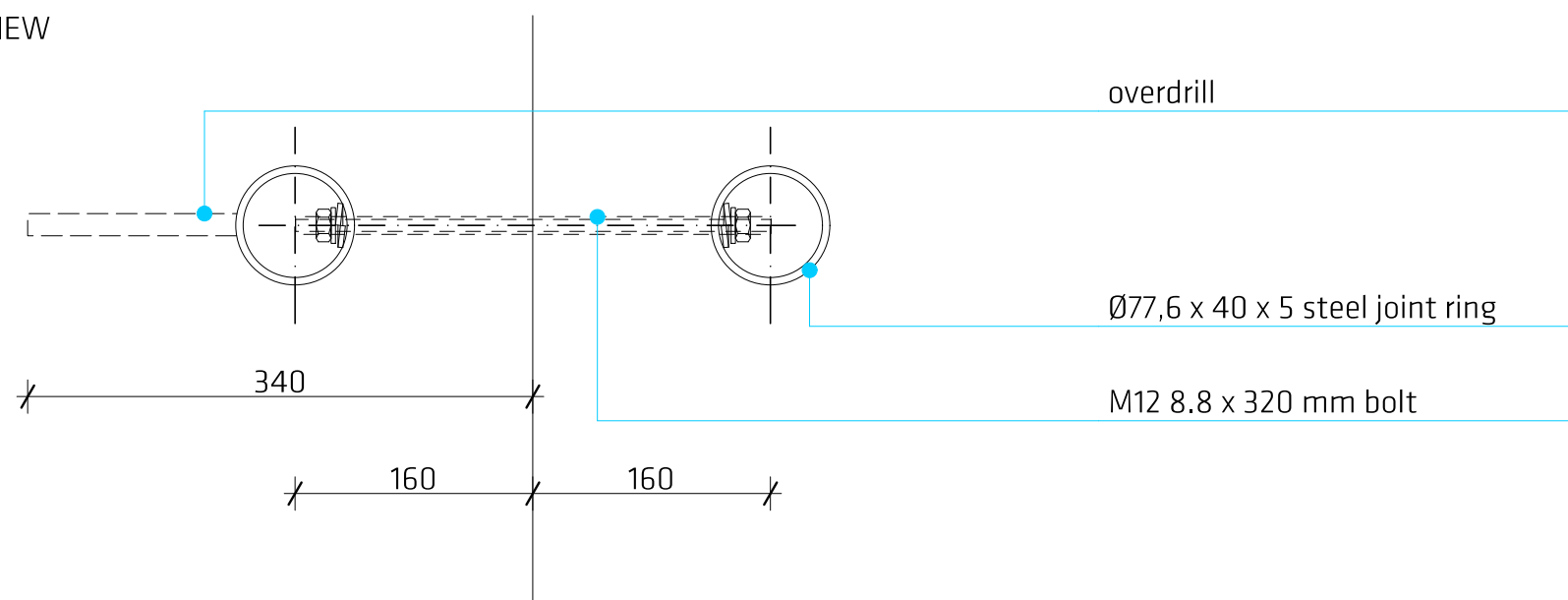
Date:
2012.08.12.

ST-306

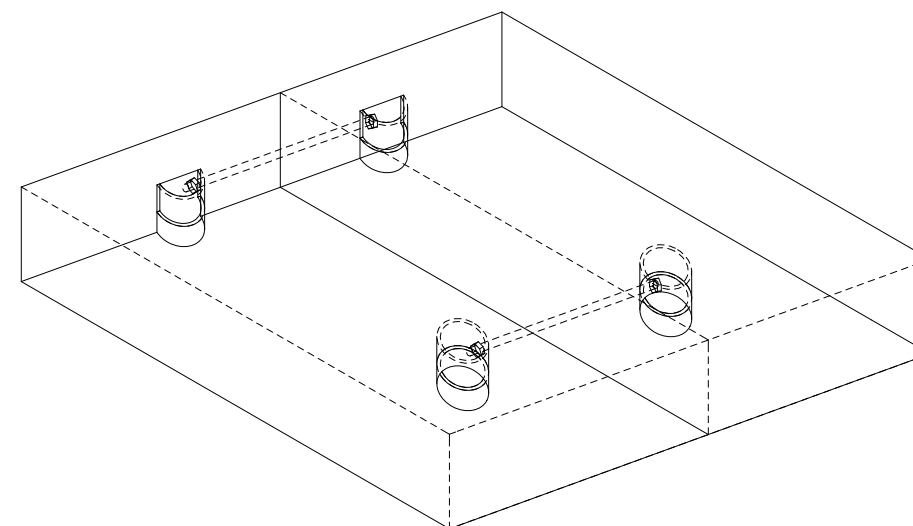
SECTION



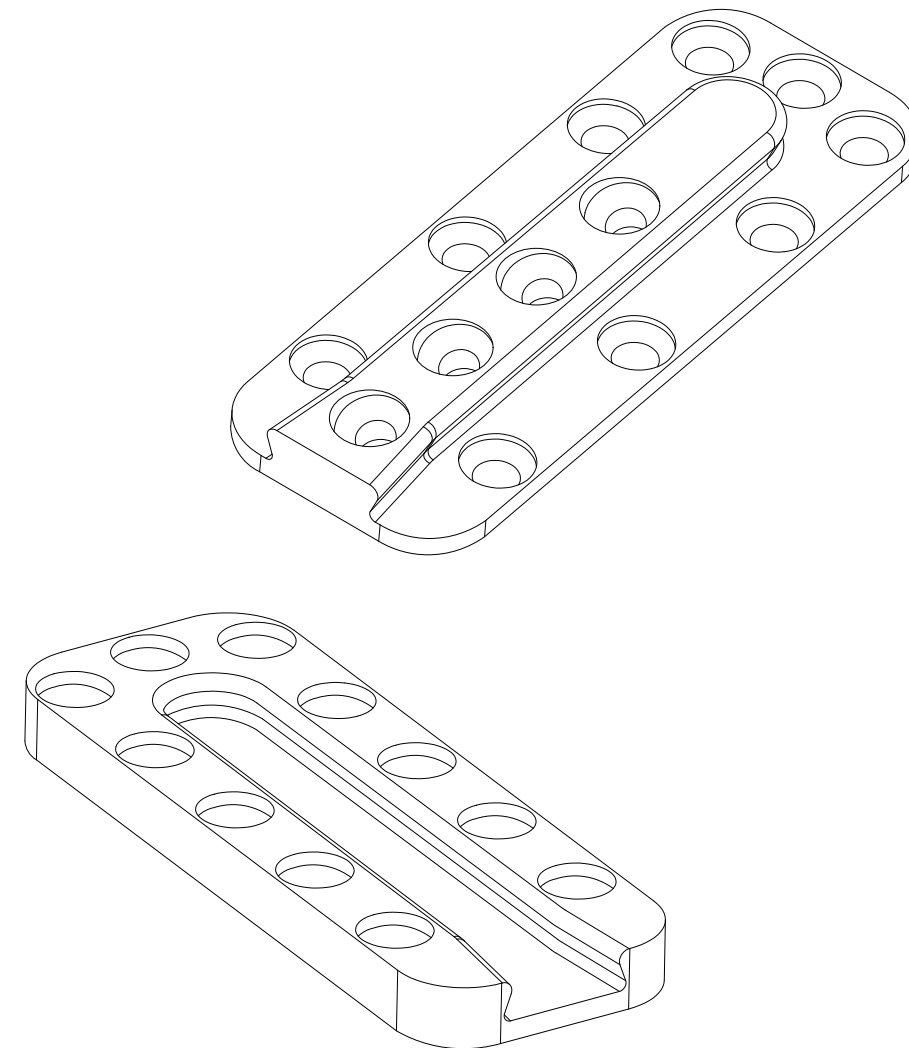
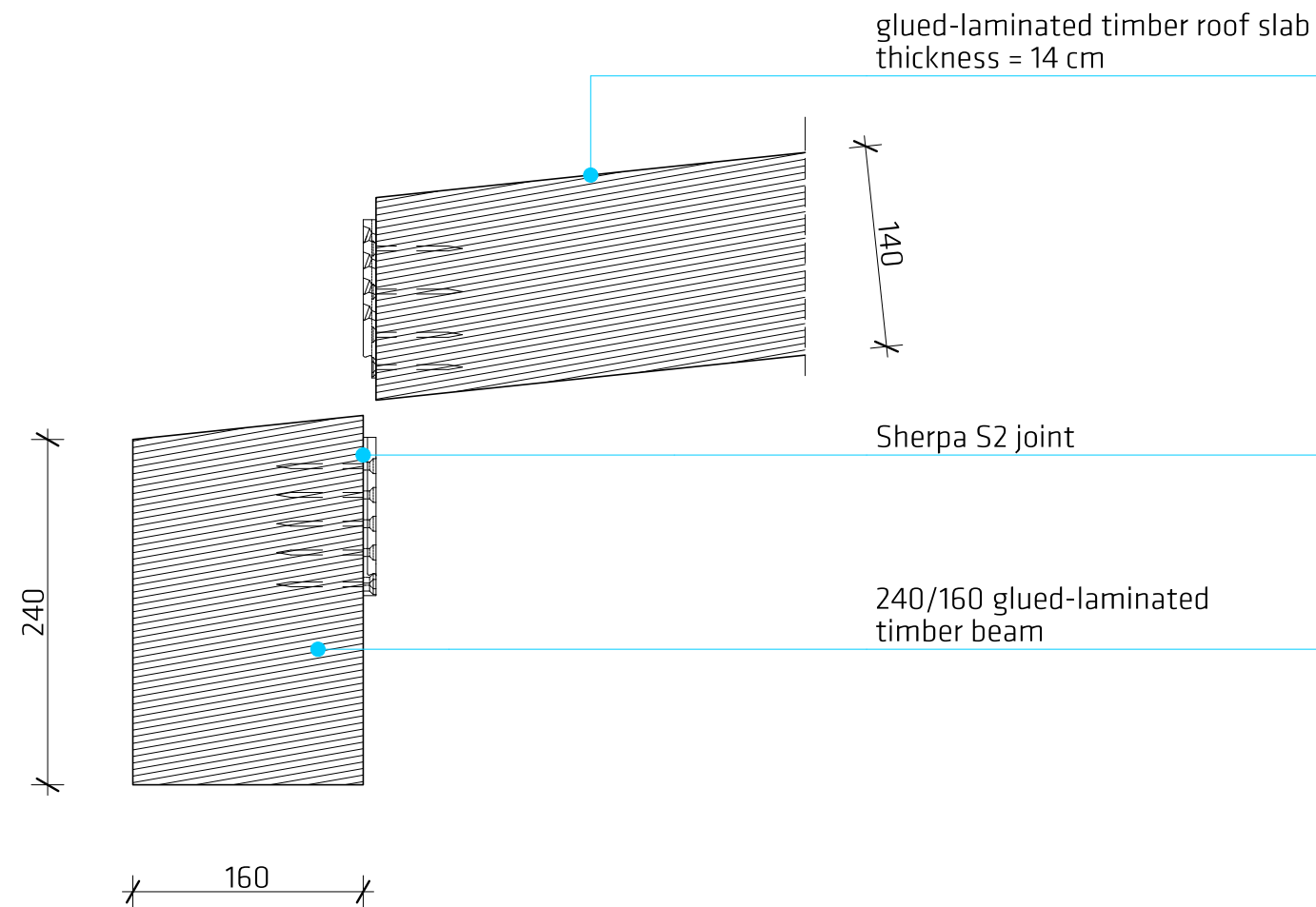
VIEW



AXONOMETRY



SECTION



STRUCTURAL DETAILS

Beam-roof
junction

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

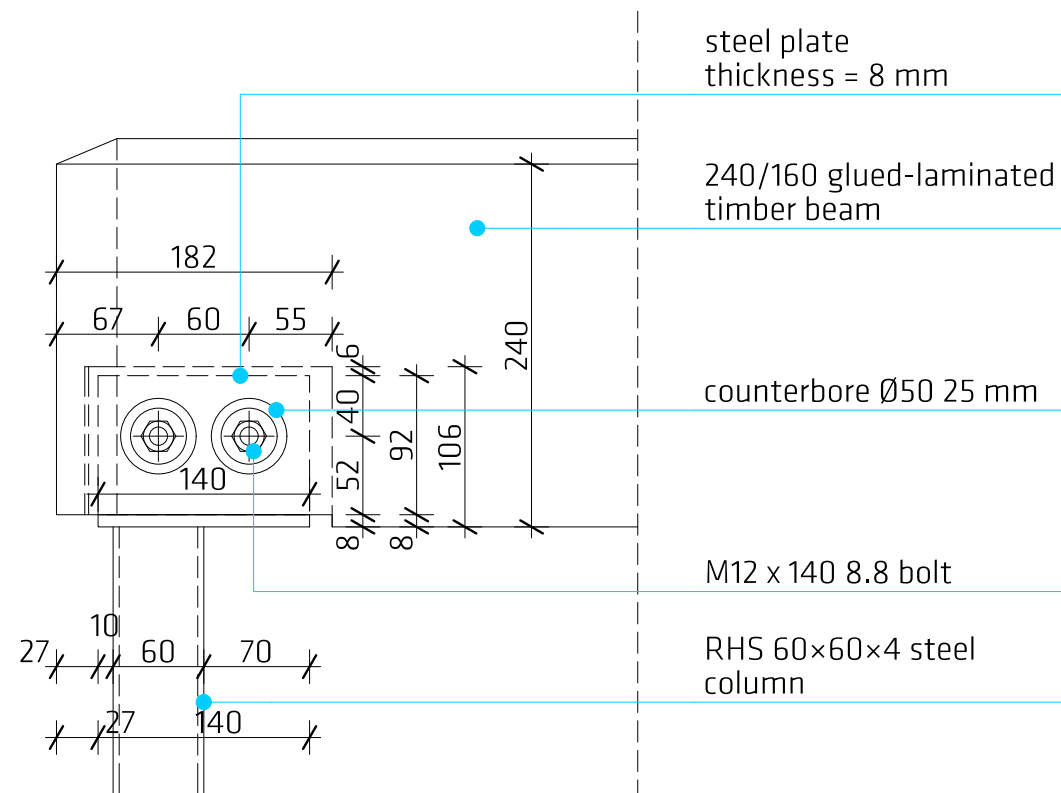
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

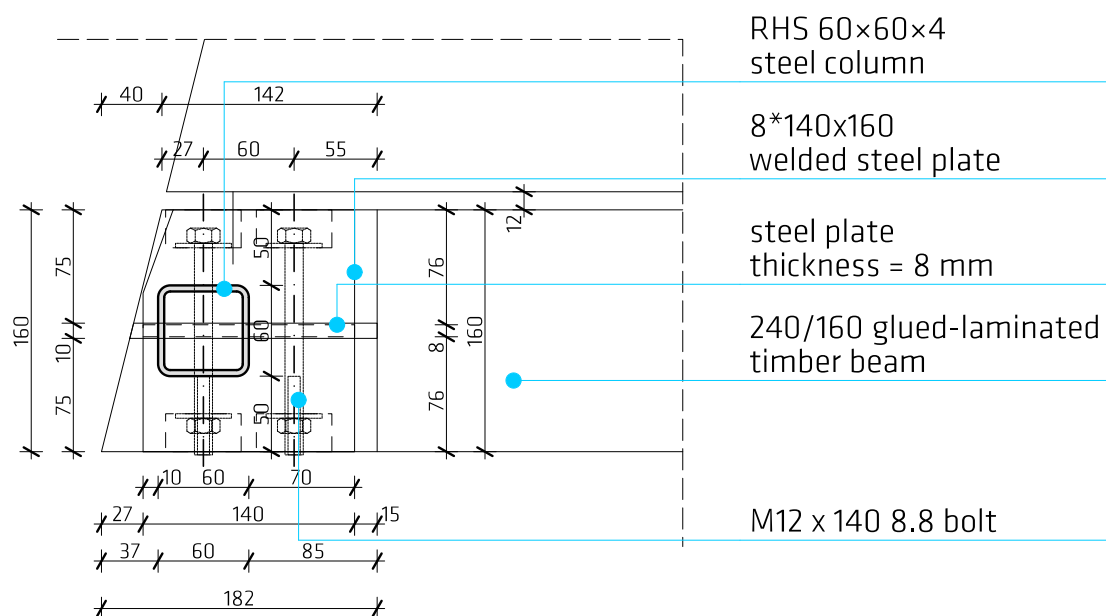
Date:
2012.08.12.

ST-307

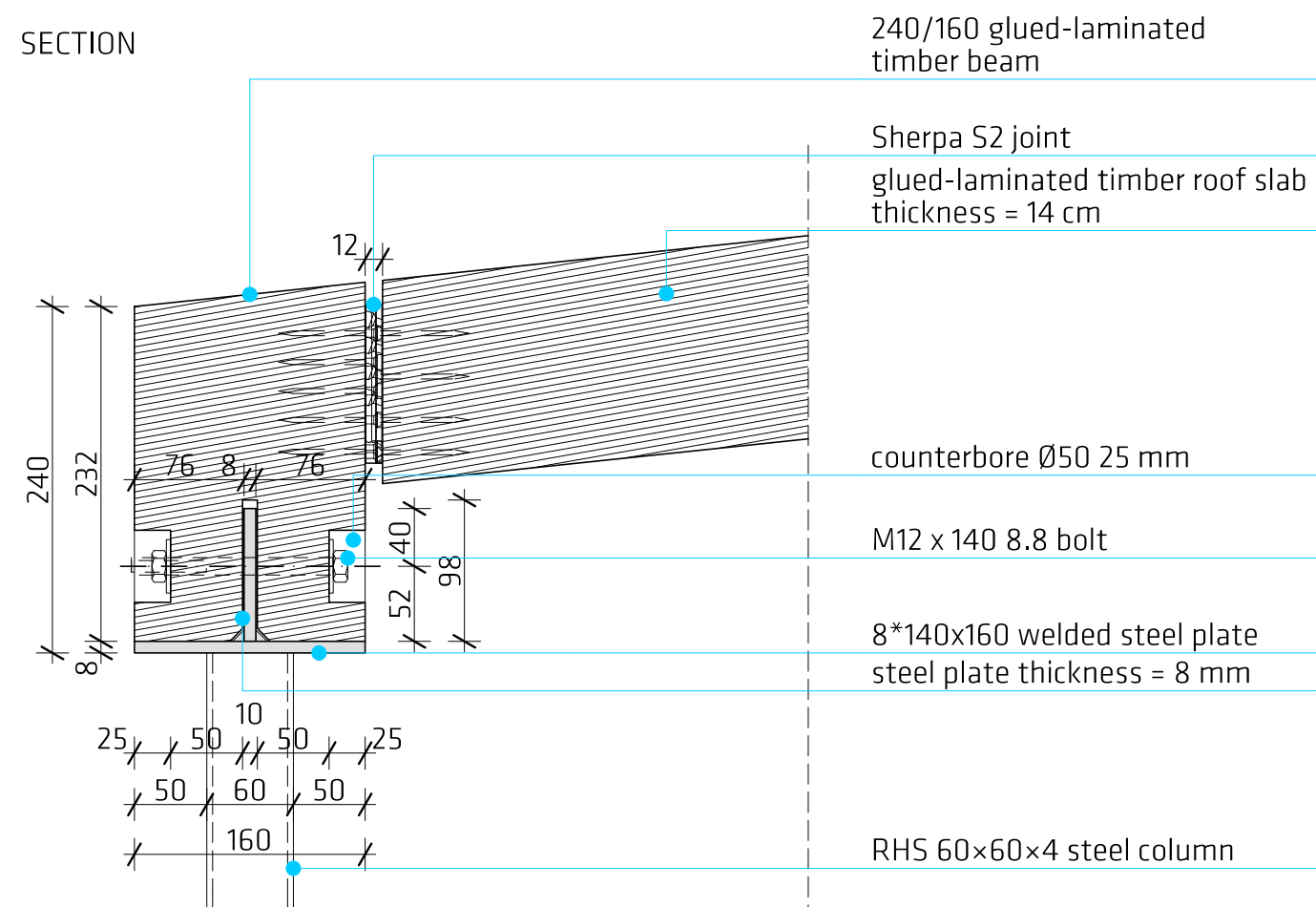
VIEW



PLAN



SECTION



STRUCTURAL DETAILS

Beam-column
junction

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

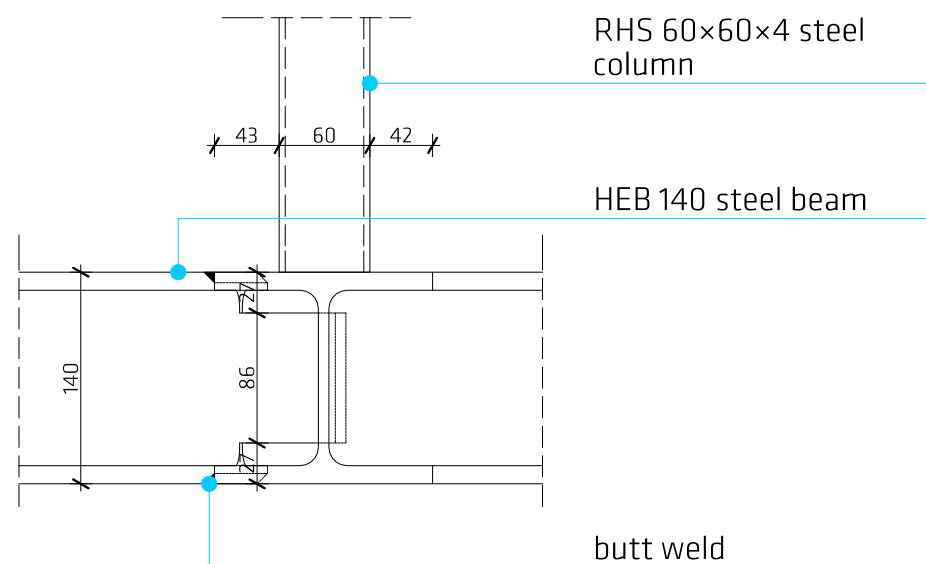
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

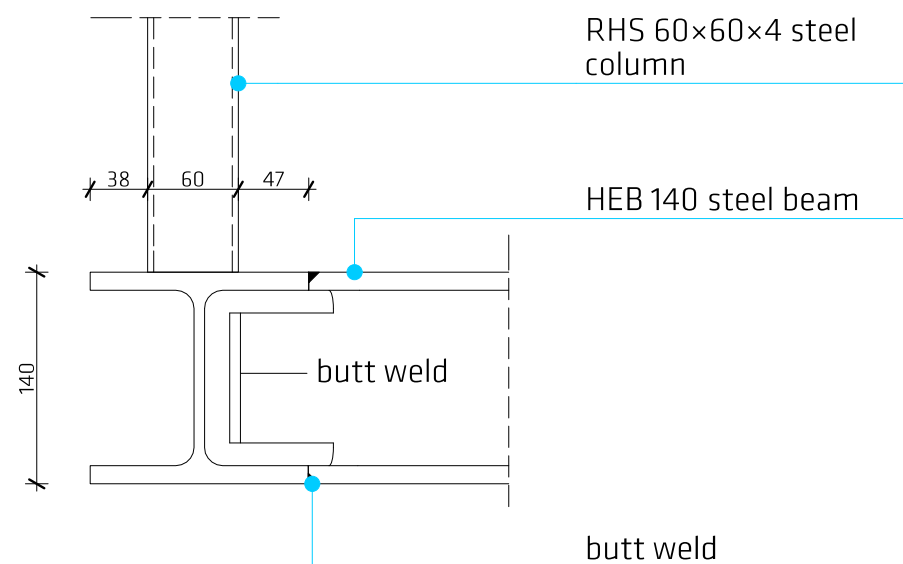
Date:
2012.08.12.

ST-308

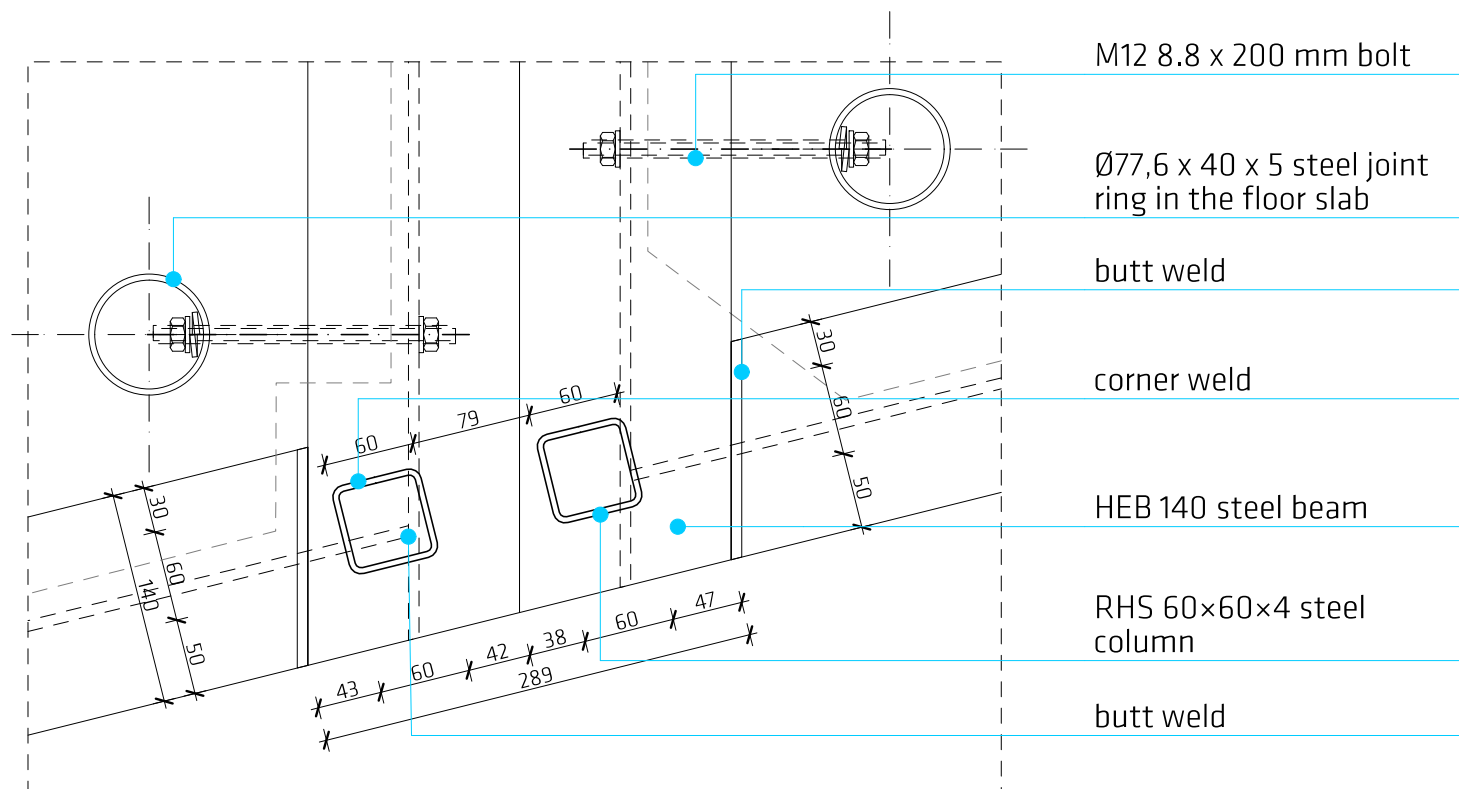
VIEW



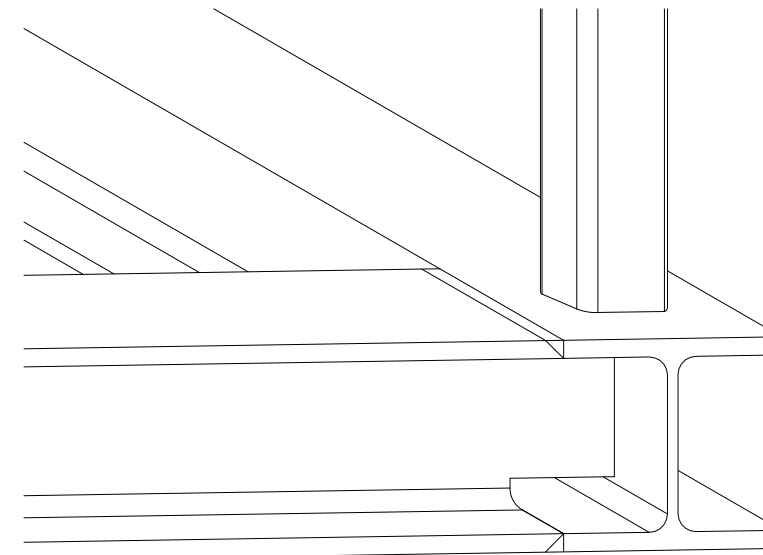
VIEW



PLAN



AXONOMETRY



STRUCTURAL DETAILS

Column-floor junction

Scale 1:5

Description:

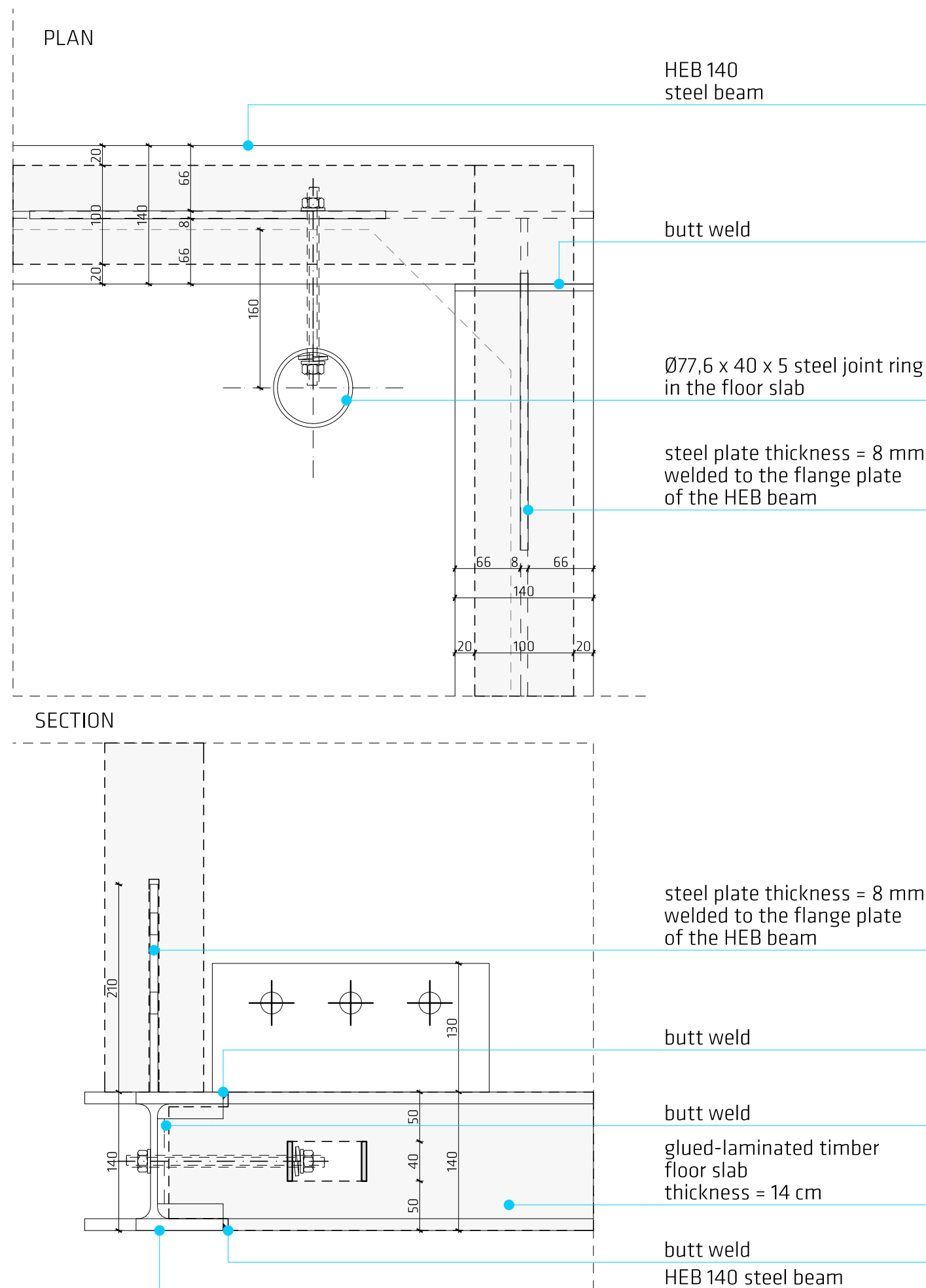
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

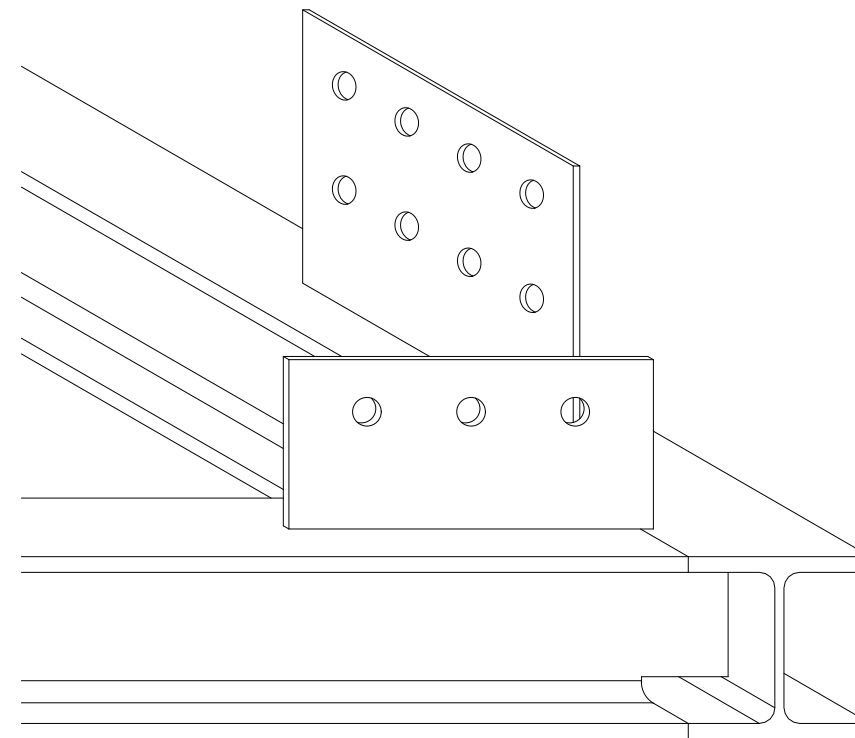
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-309



AXONOMETRY



STRUCTURAL DETAILS

Steel frame
corner in the floor

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-310

STRUCTURAL DETAILS

Rear wall-roof
junction at the
Southern wall

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

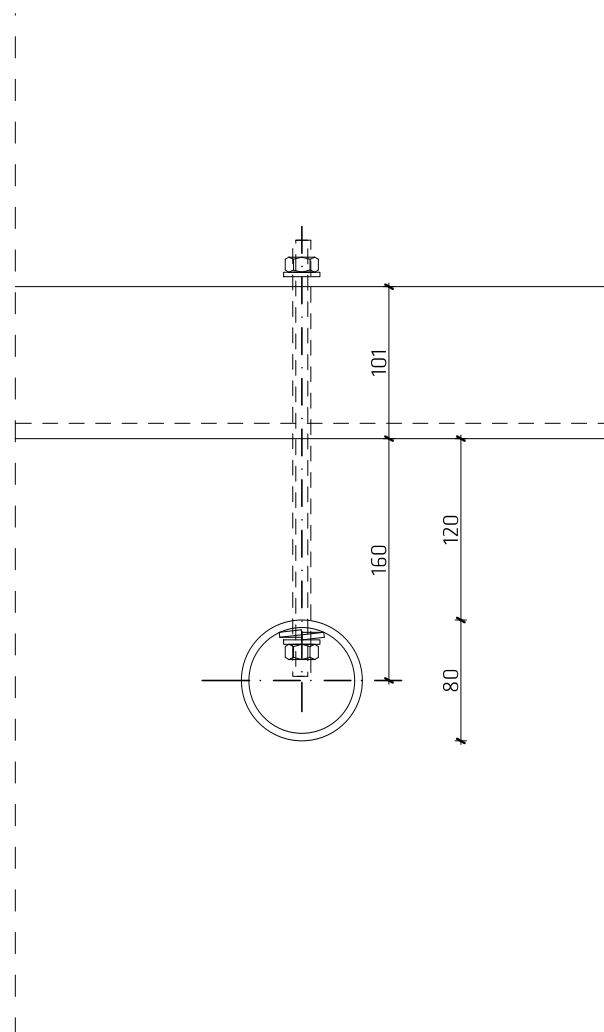
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

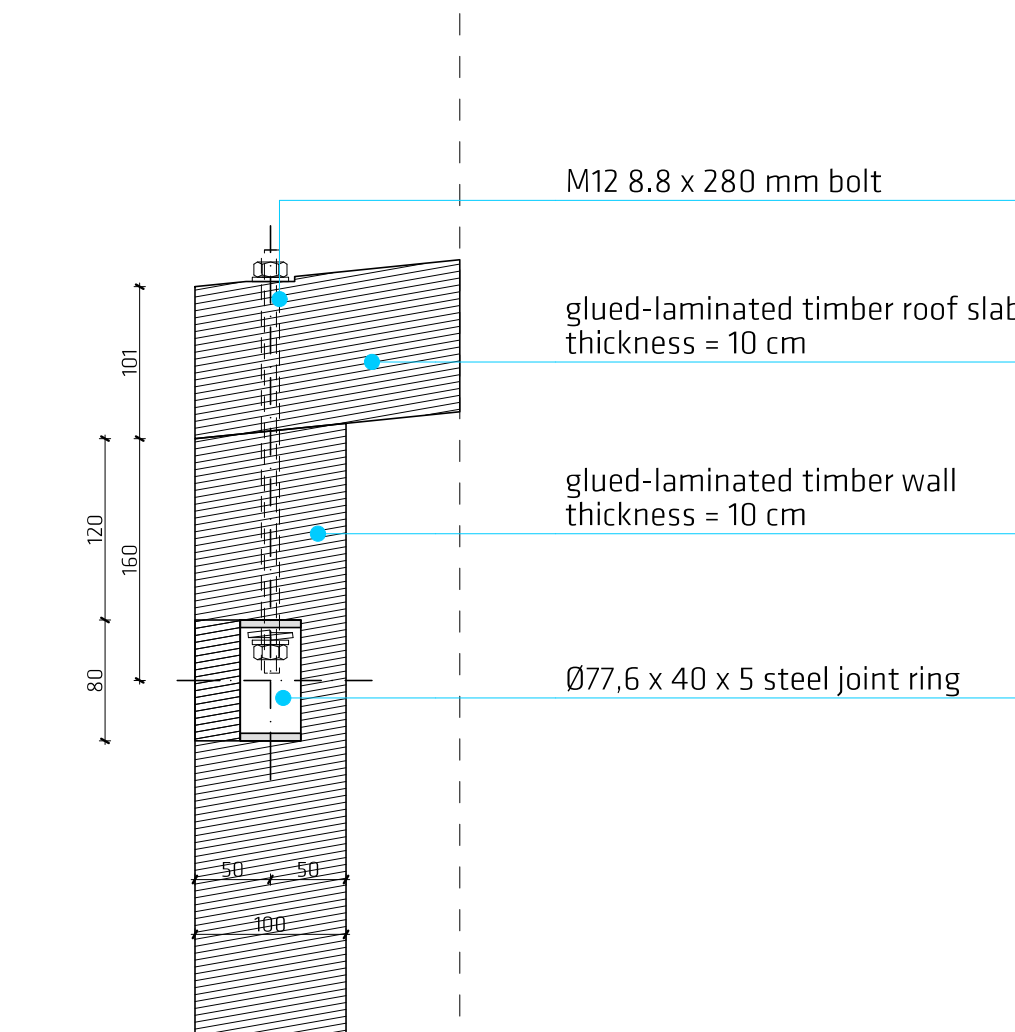
Date:
2012.08.12.

ST-311

VIEW



SECTION



STRUCTURAL DETAILS

Rear wall-floor
junction at the
Southern wall

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

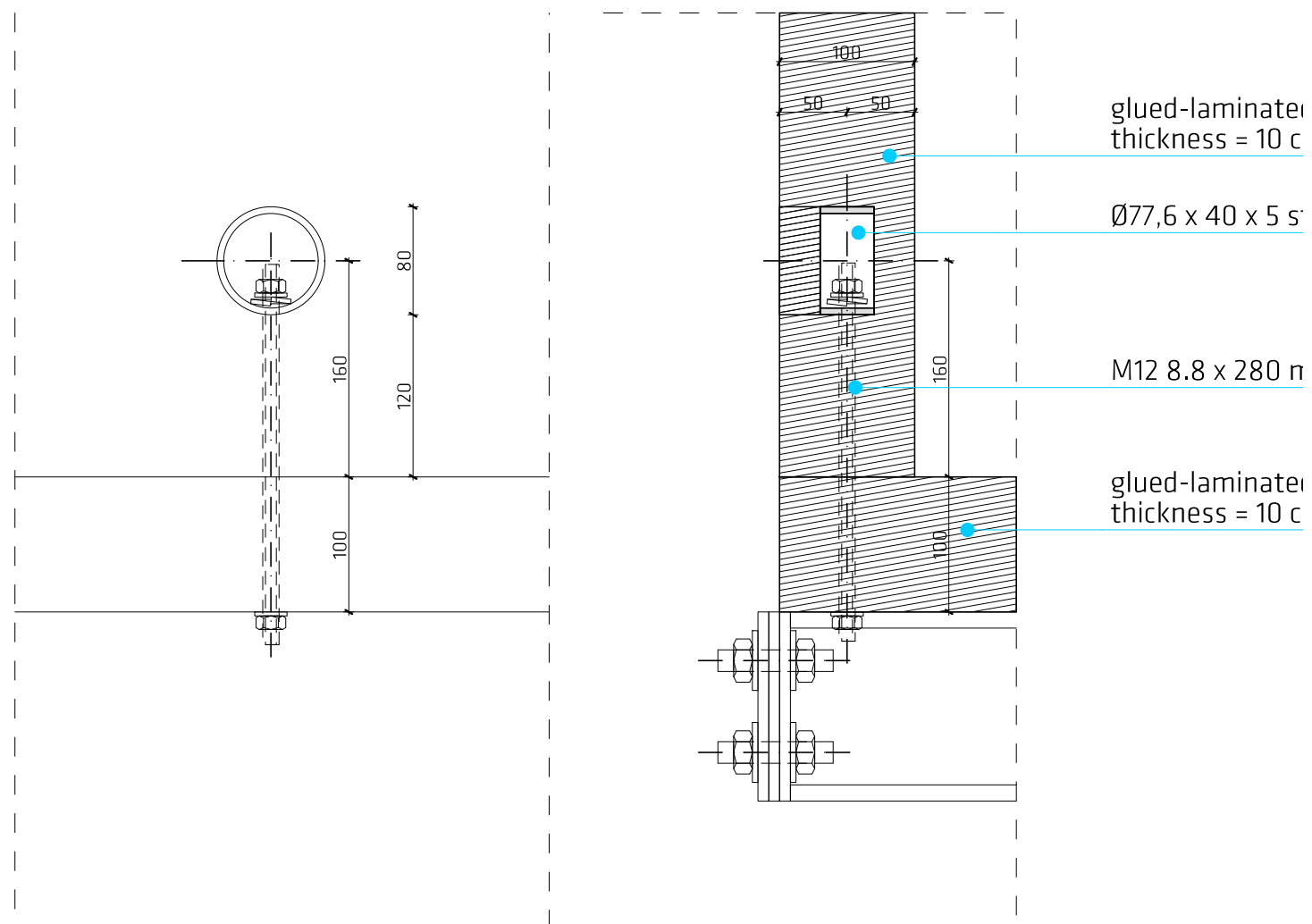
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

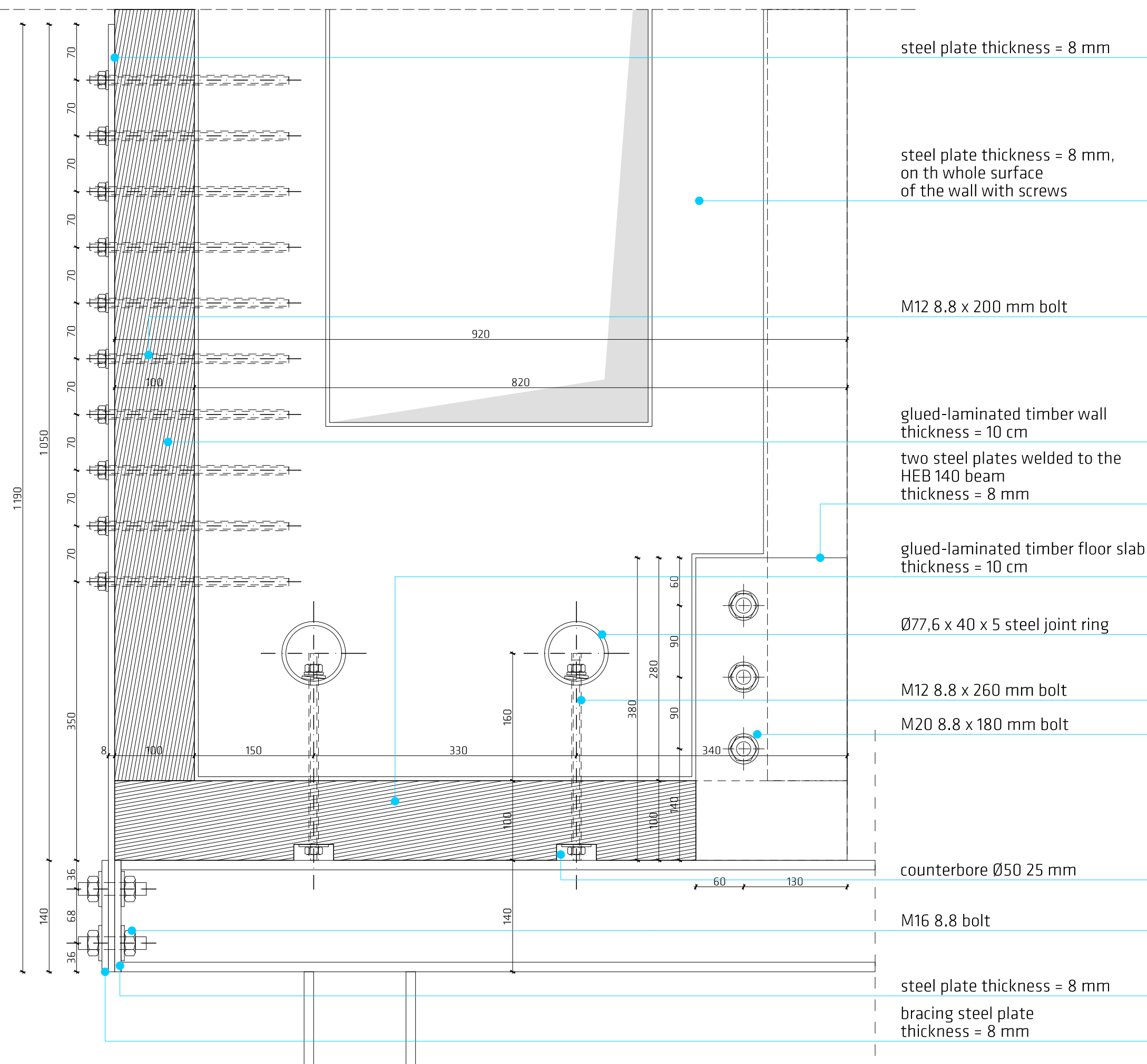
Date:
2012.08.12.

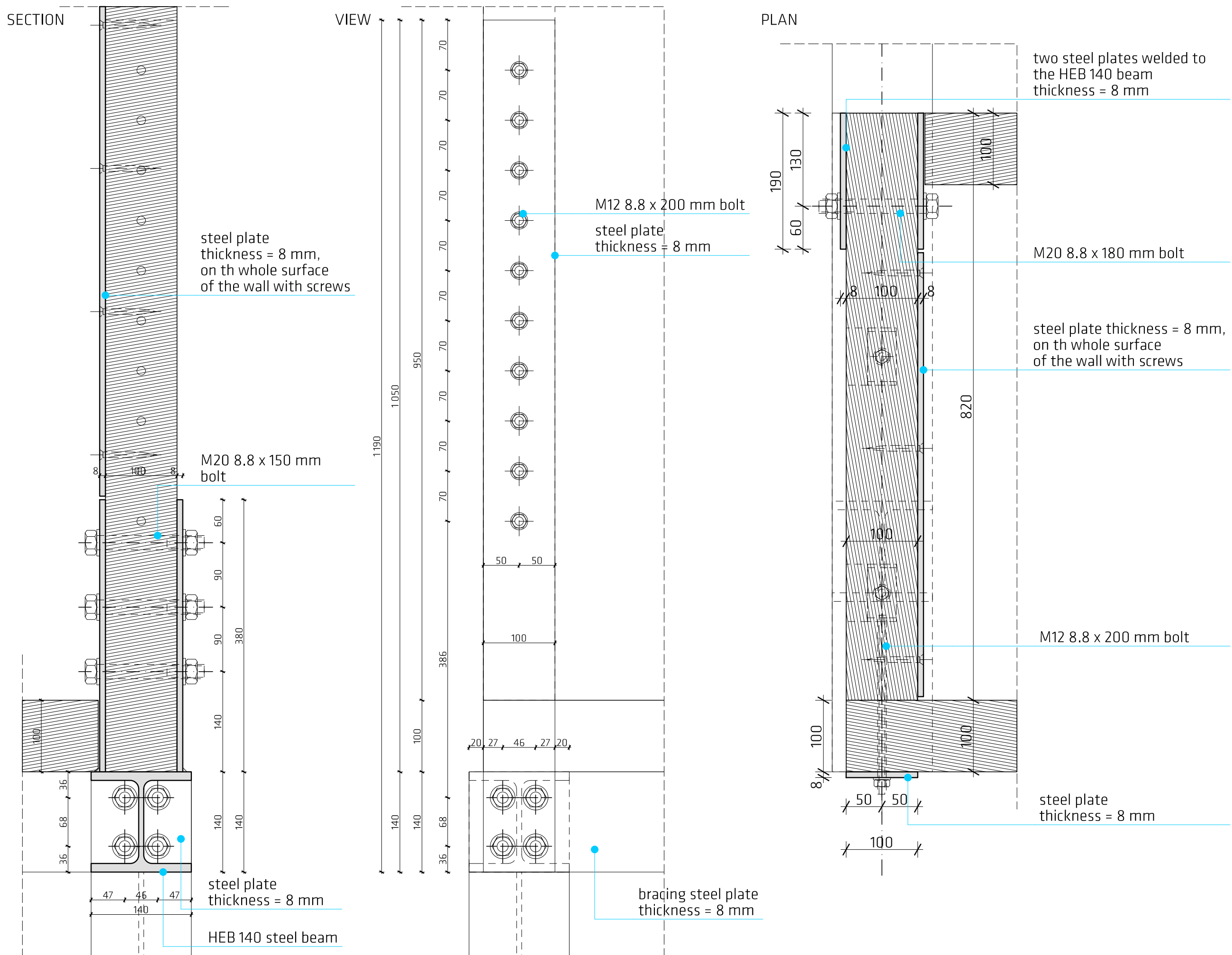
ST-312

VIEW

SECTION







STRUCTURAL DETAILS

Side wall-floor junction at the Southern wall

Scale 1:5

Description:

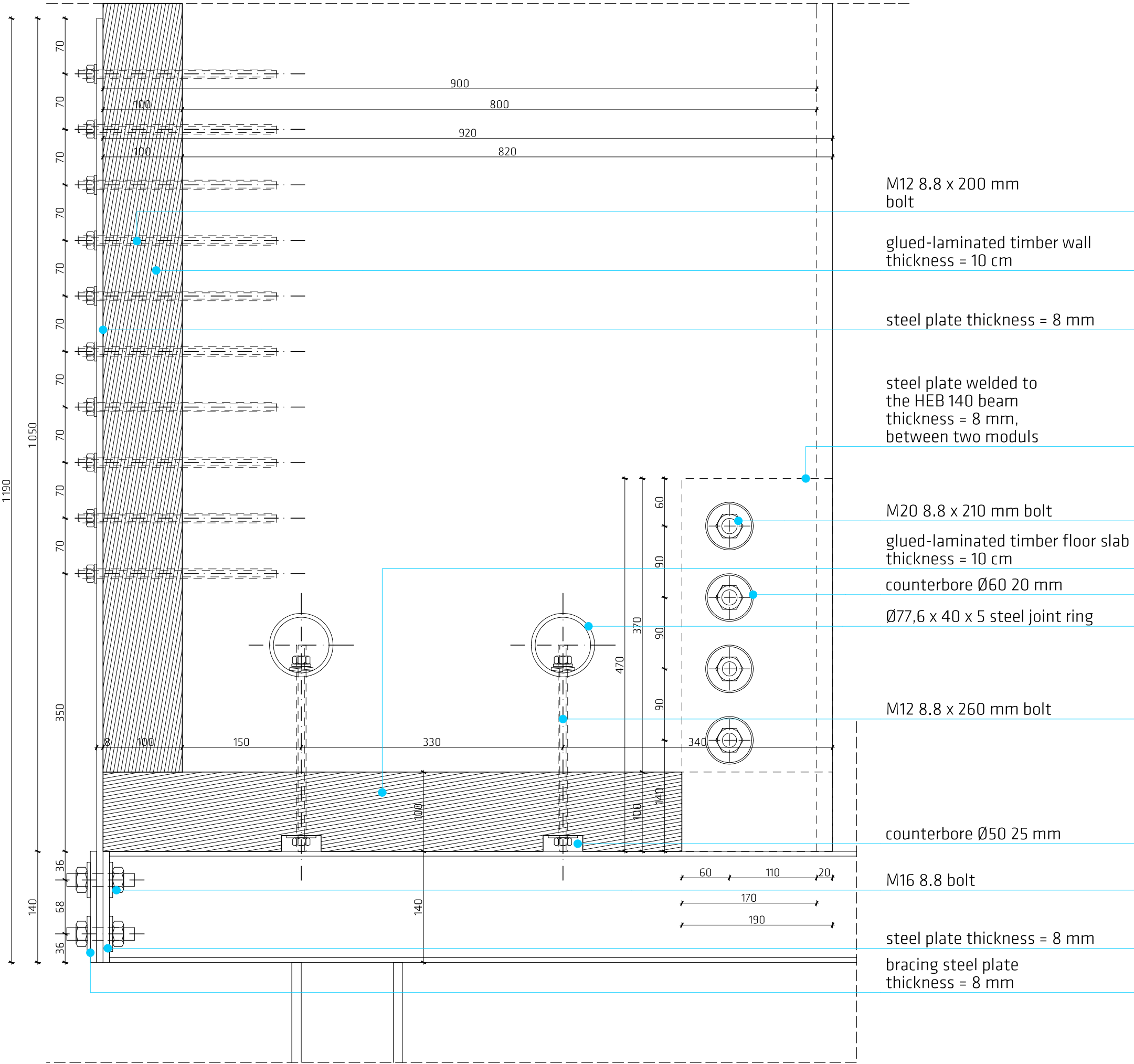
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-314



STRUCTURAL DETAILS

Middle wall-floor junction at the Southern wall

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

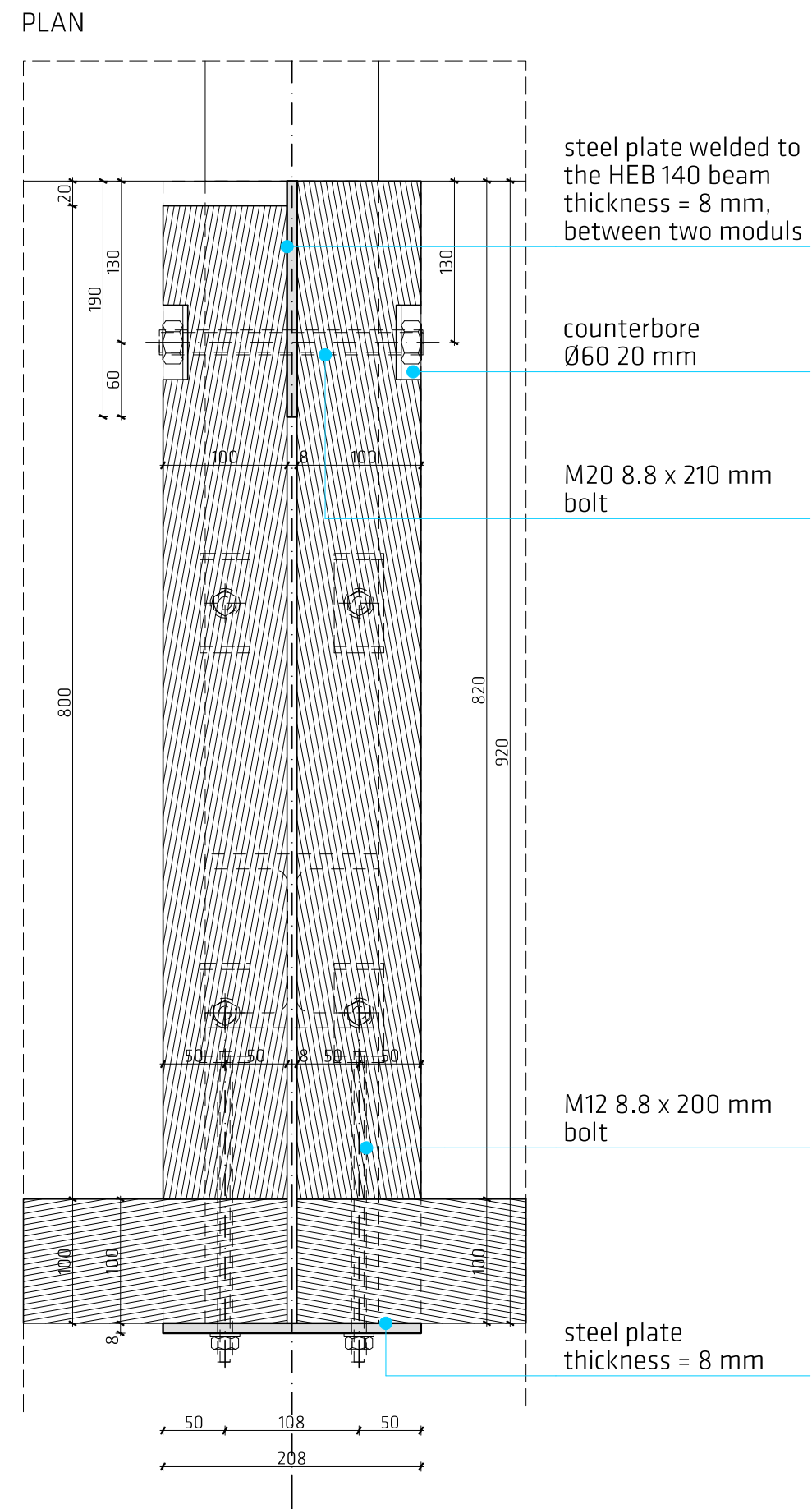
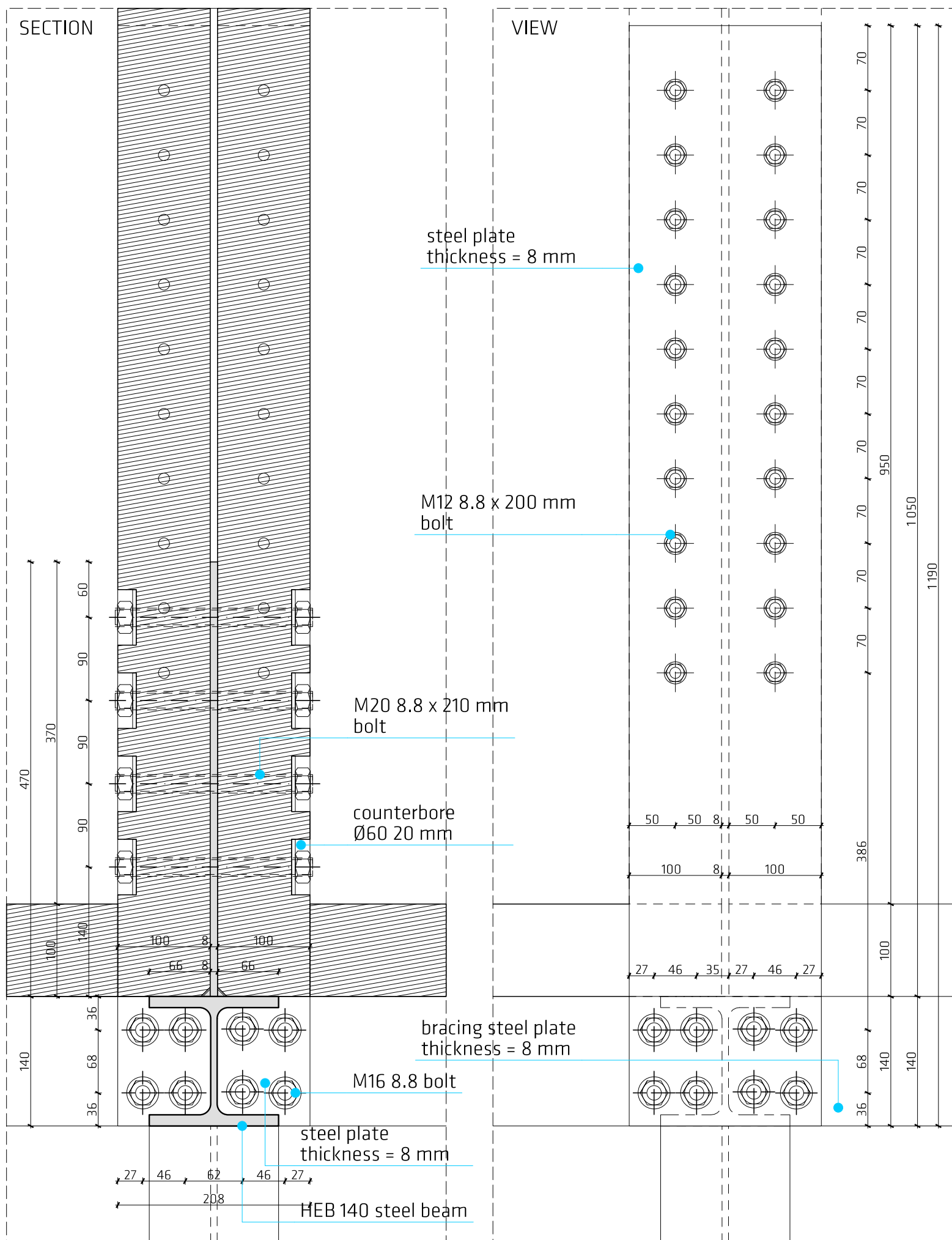
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-316





STRUCTURAL DETAILS

Middle wall-floor junction at the Southern wall

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-317

SECTION

1190

1050

70

70

70

70

70

70

70

70

70

70

70

100

350

8

100

150

330

160

340

100

140

36

68

36

M16 8.8

190

st

M

gl

th

Ø

M

co

M

st

br

th

bracing steel plate
thickness = 8 mm



Technical drawing of a vertical steel plate assembly. The plate is 100 mm wide and 1190 mm high. It features 10 bolts arranged in a single vertical column. The bolt spacing is 70 mm between the first and second bolt, and 70 mm between the last and second-to-last bolt. The distance from the top edge to the first bolt is 1050 mm, and from the last bolt to the bottom edge is 950 mm. The plate thickness is 8 mm. The bolts are M12 8.8 x 200 mm. A horizontal bracing steel plate is attached to the bottom of the vertical plate. The bracing plate is 100 mm wide and 1190 mm high. It features 4 bolts arranged in a single horizontal row. The bolt spacing is 20 mm between the first and second bolt, 27 mm between the second and third bolt, 46 mm between the third and fourth bolt, 27 mm between the fourth and fifth bolt, and 20 mm between the fifth and sixth bolt. The bracing plate thickness is 8 mm.

Technical drawing of a vertical steel plate assembly. The main plate has a width of 100 mm and a height of 820 mm. Two bolts are spaced 100 mm apart vertically. The bottom 100 mm of the plate is a flange. A 100 mm wide base plate is shown below the flange, with a thickness of 8 mm. Two bolts are shown passing through the flange and base plate. The bolts are labeled "M12 8.8 x 200 mm bolt". The base plate is labeled "steel plate thickness = 8 mm". Dimensions are given in mm.

STRUCTURAL DETAILS

Lifting point at
the side beams,
the shorter
cantilever

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

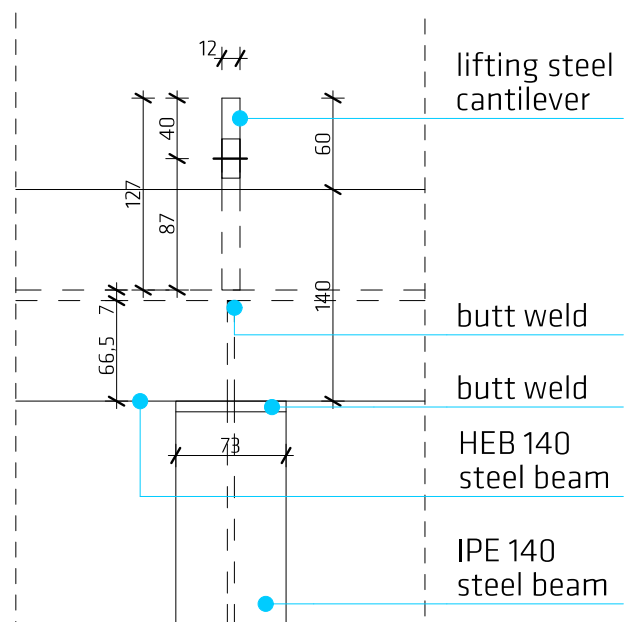
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

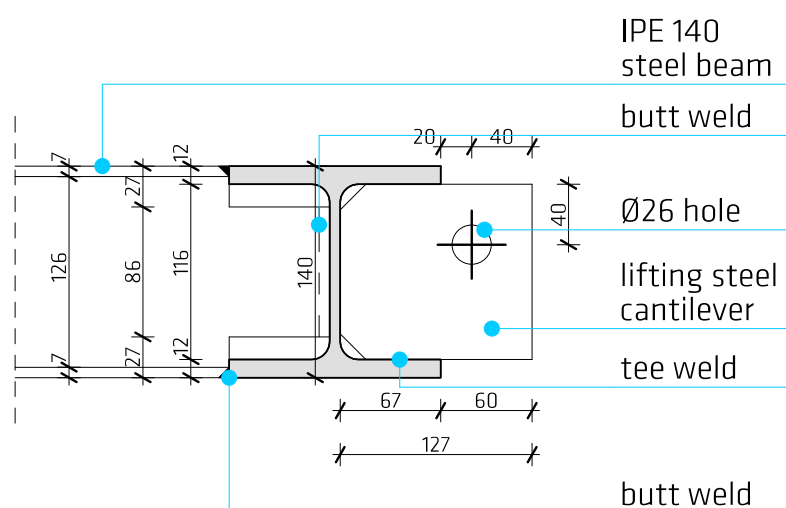
ST-320



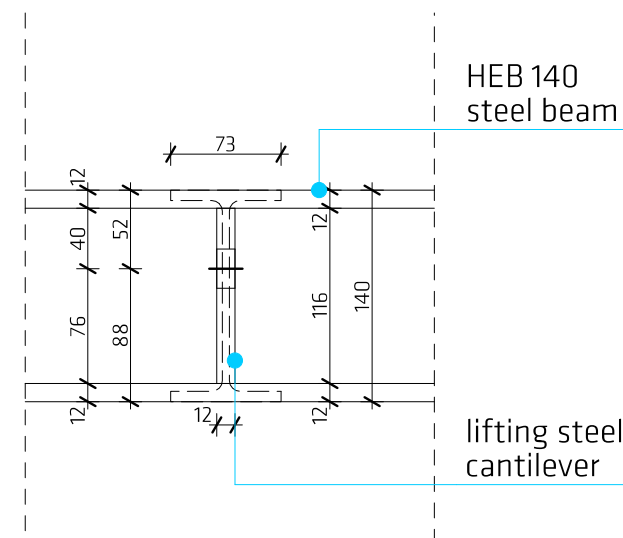
PLAN



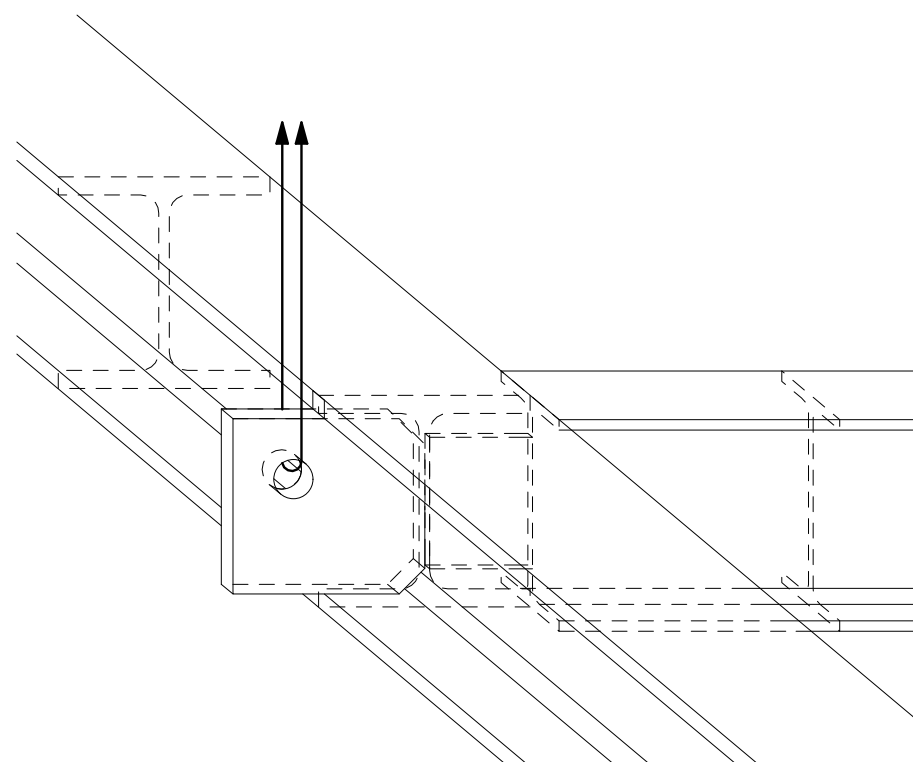
SECTION



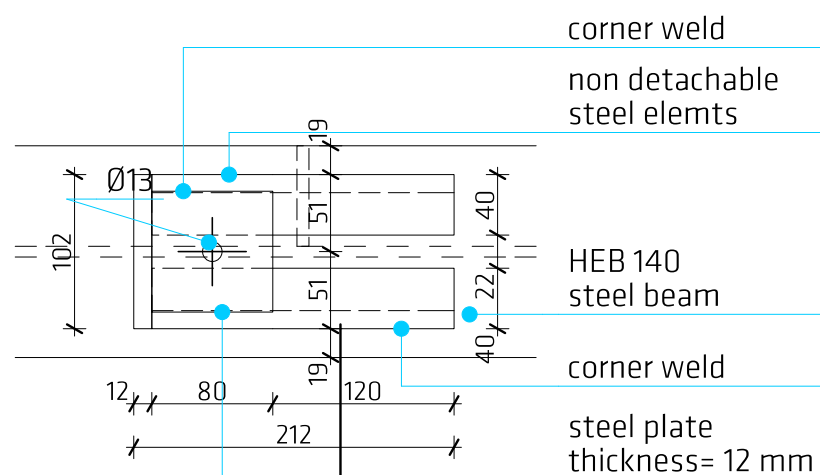
VIEW



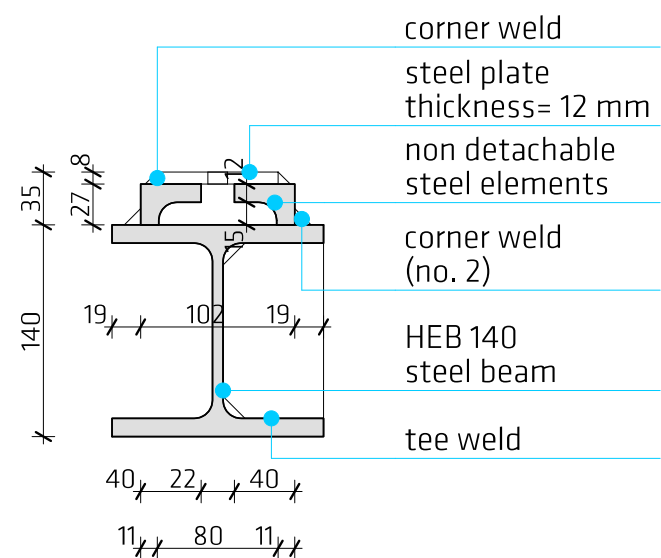
AXONOMETRY



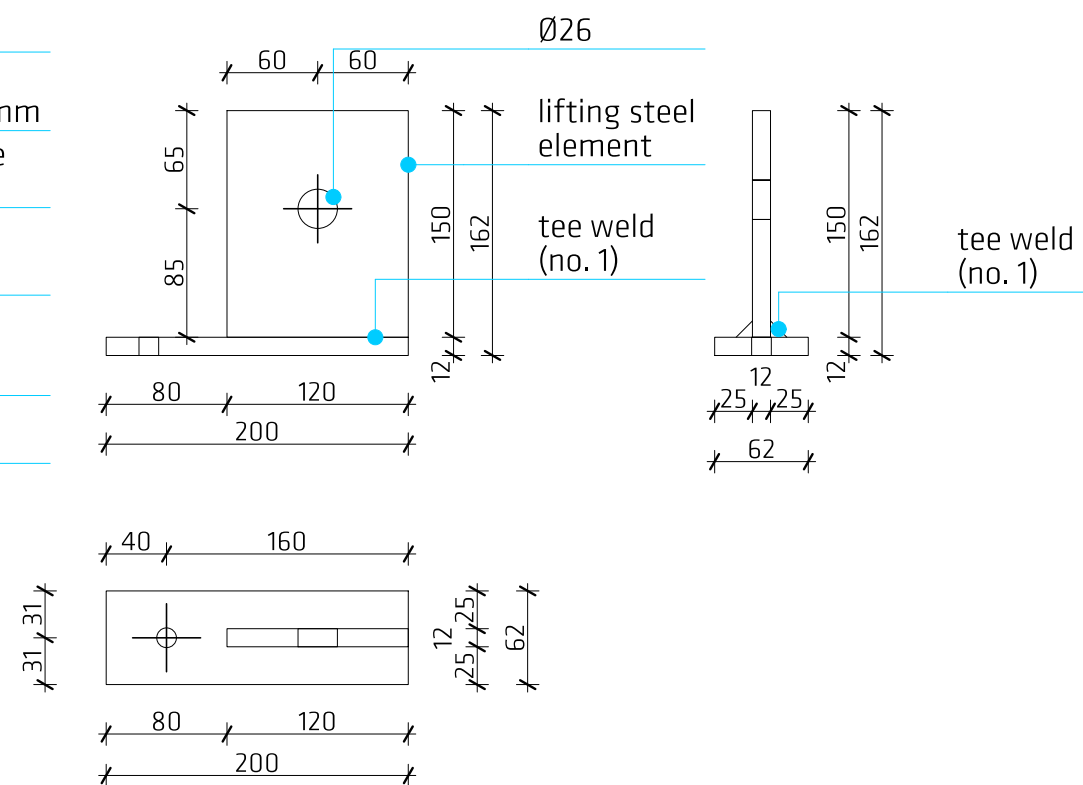
PLAN



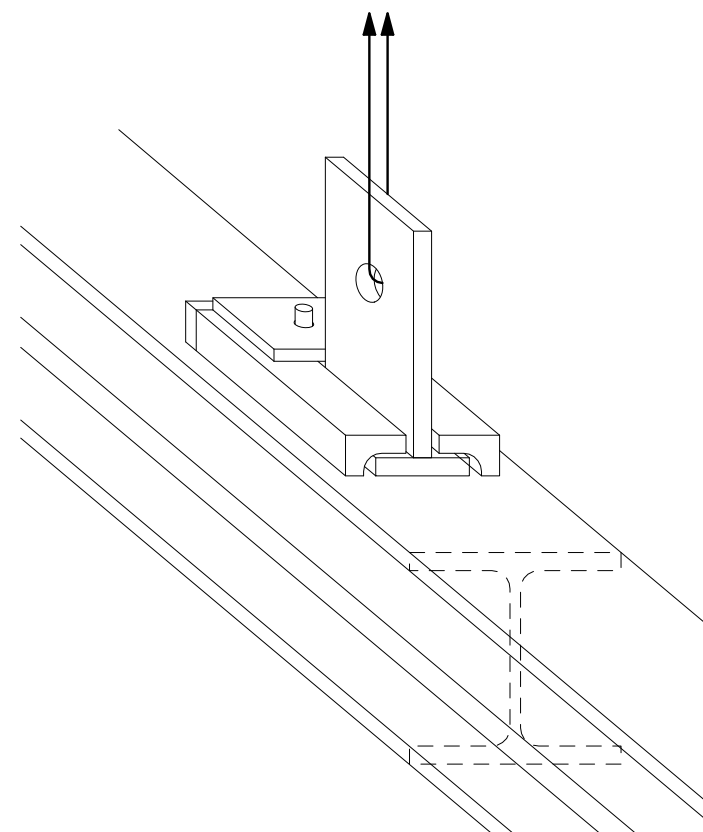
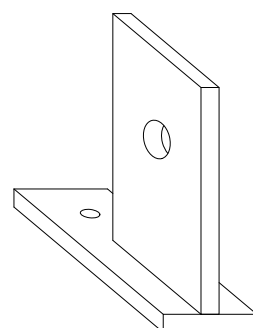
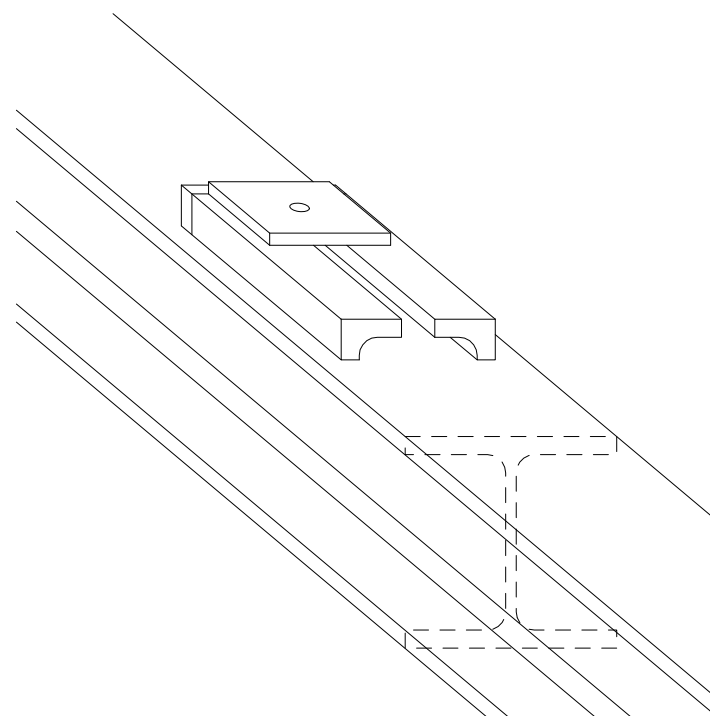
SECTION



VIEW



AXONOMETRY



STRUCTURAL DETAILS

Lifting point
inside the
modules

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

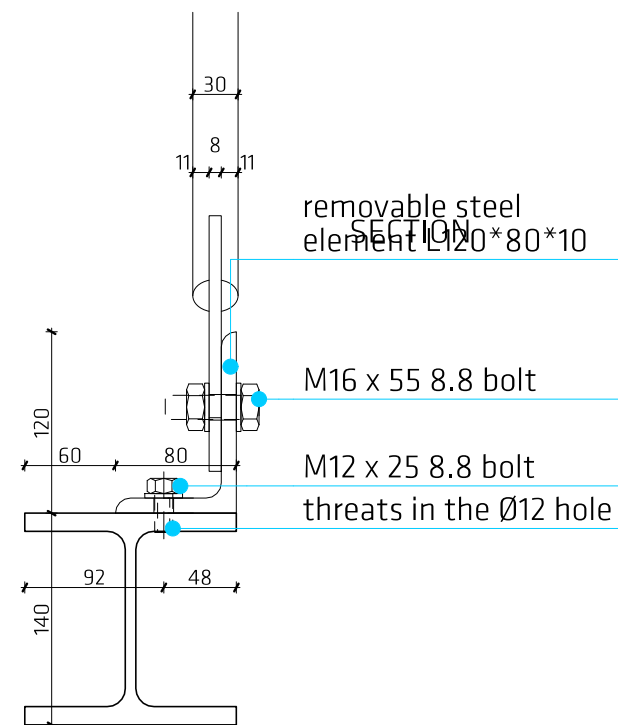
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

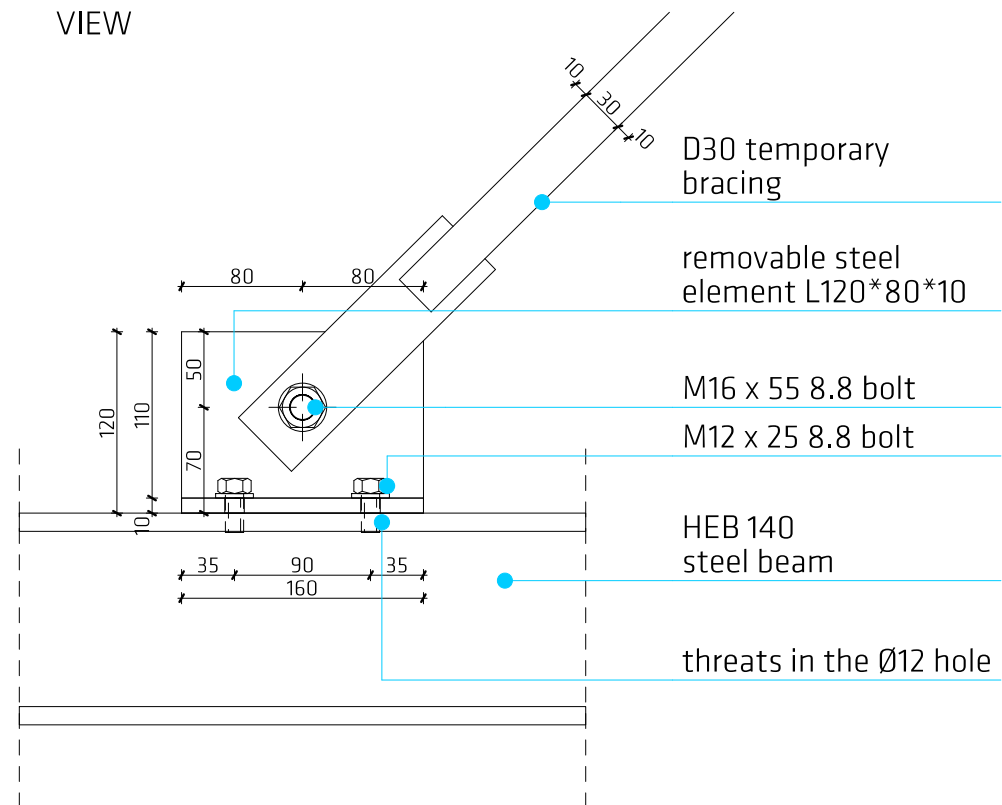
ST-322



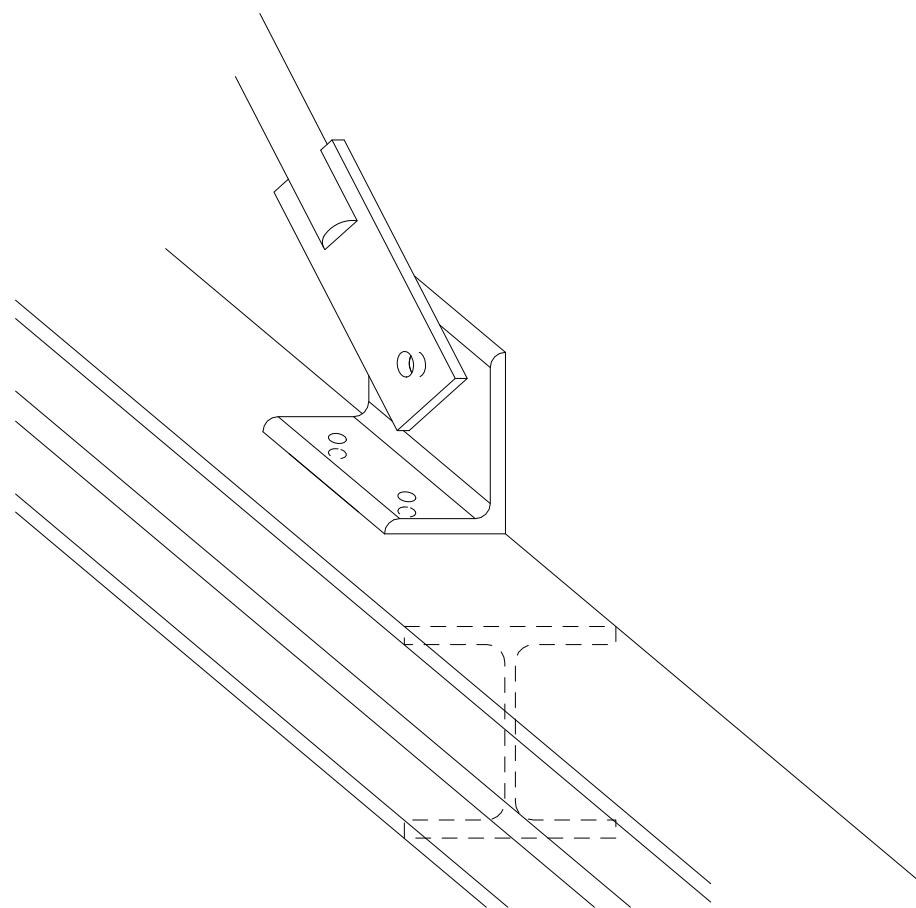
VIEW



VIEW



AXONOMETRY



STRUCTURAL DETAILS

Temporary bracing-steel beam junction

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

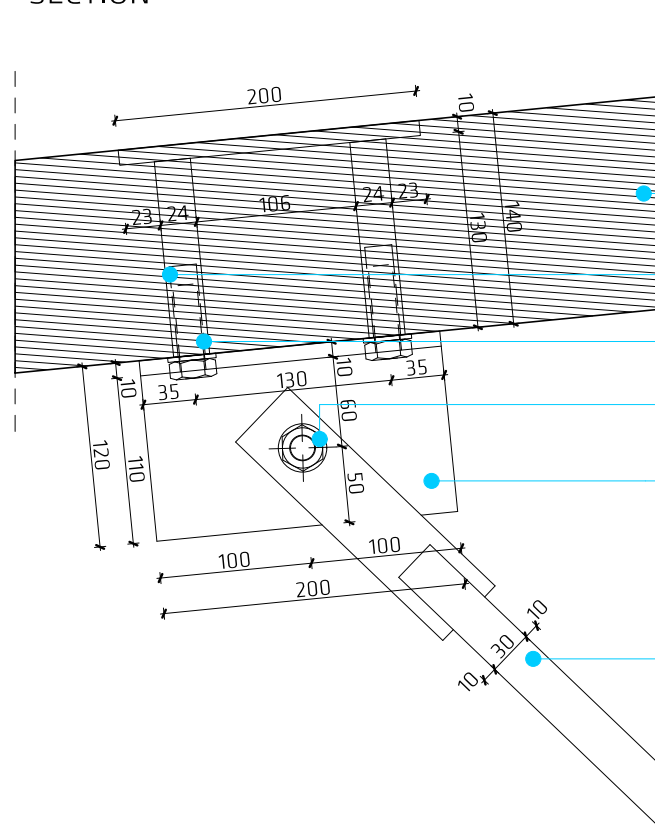
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-323

SECTION



glued-laminated timber roof slab, thickness = 14 cm

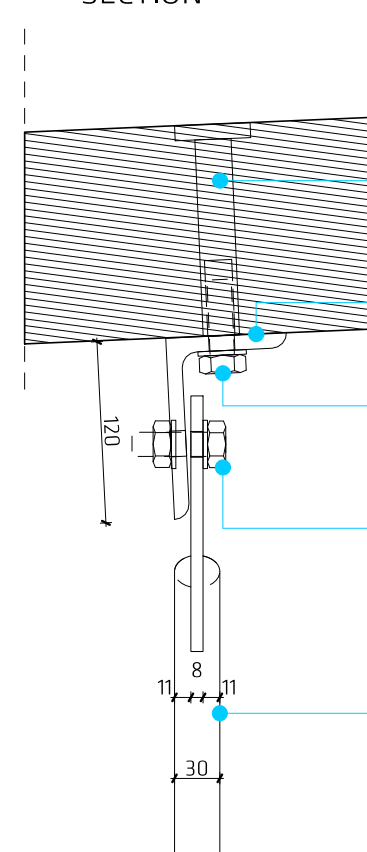
non detachable steel element with threats in the Ø16 hole

M16 x 55 8.8 bolt

M16 x 55 8.8 bolt
removable steel element
L120*80*10

D30 temporary bracing

SECTION



non detachable steel element with threats in the hole

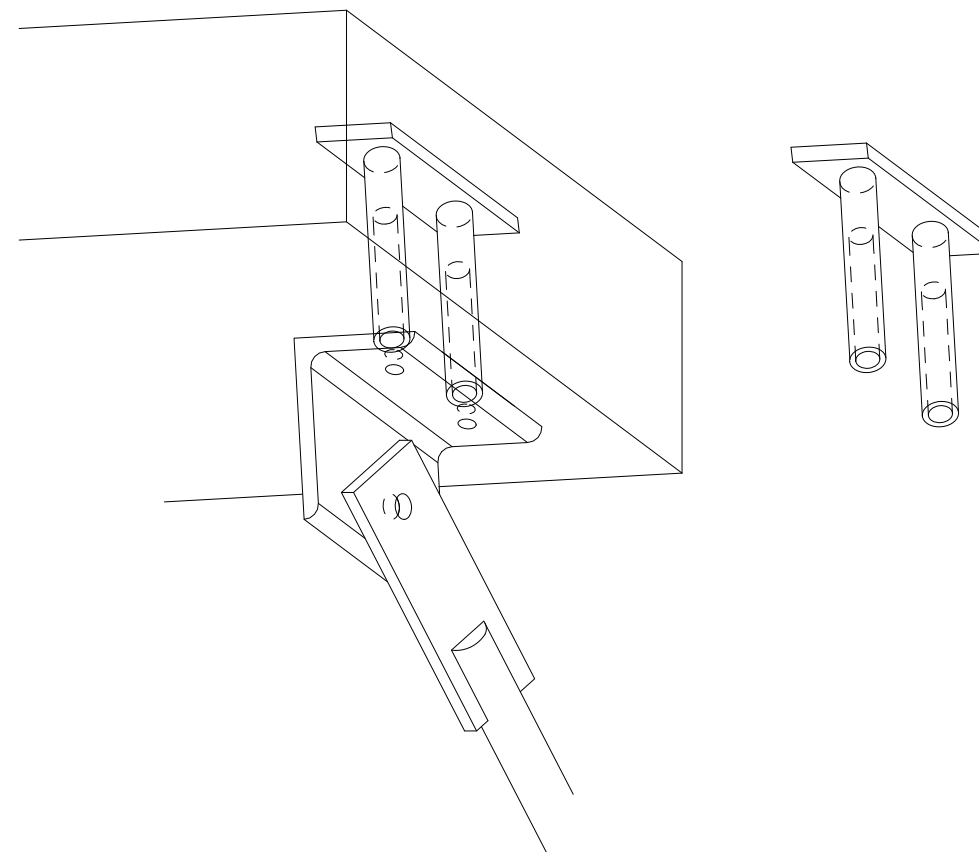
removable steel element
L120*80*10

M16 x 55 8.8 bolt

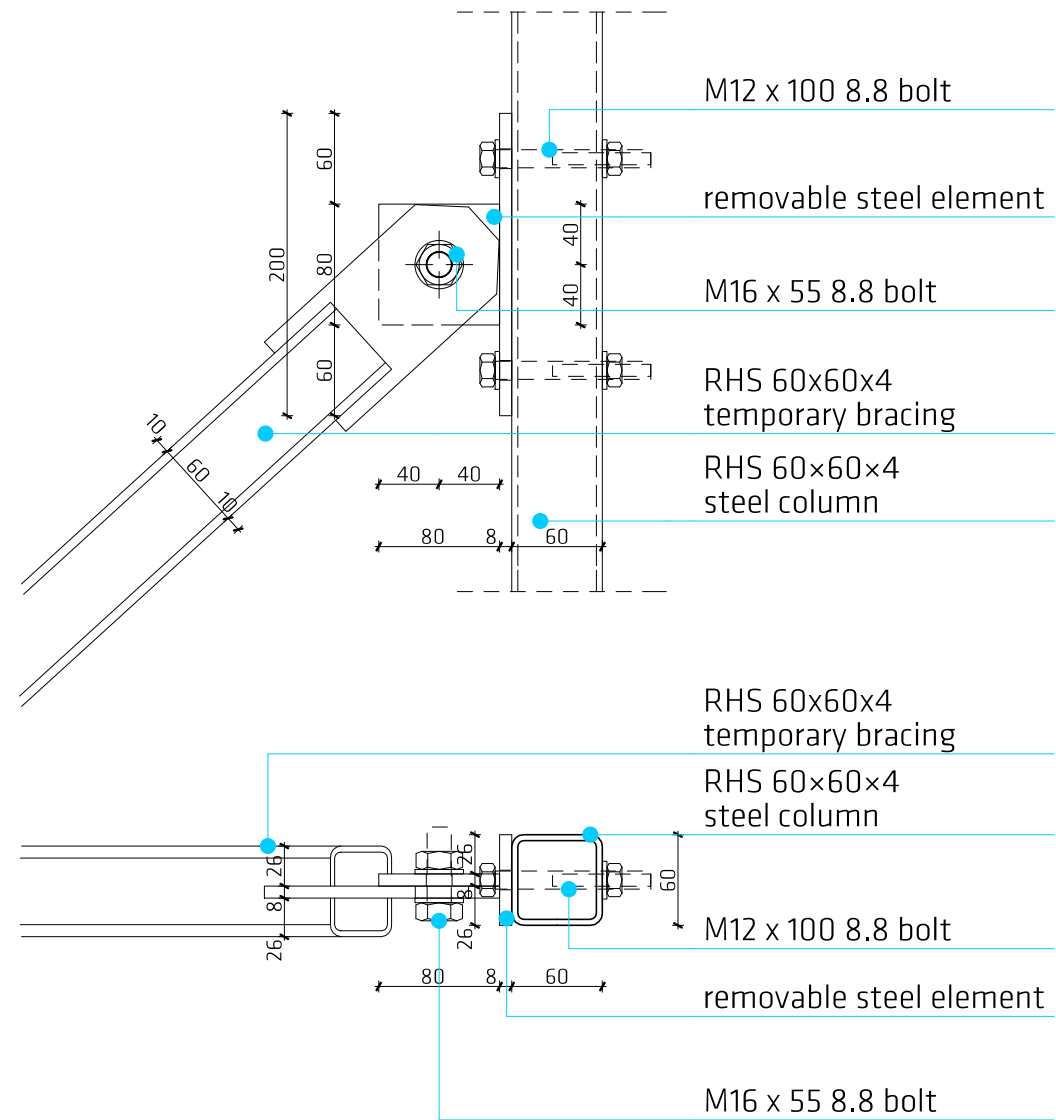
M16 x 55 8.8 bolt

D30 temporary bracing

AXONOMETRY

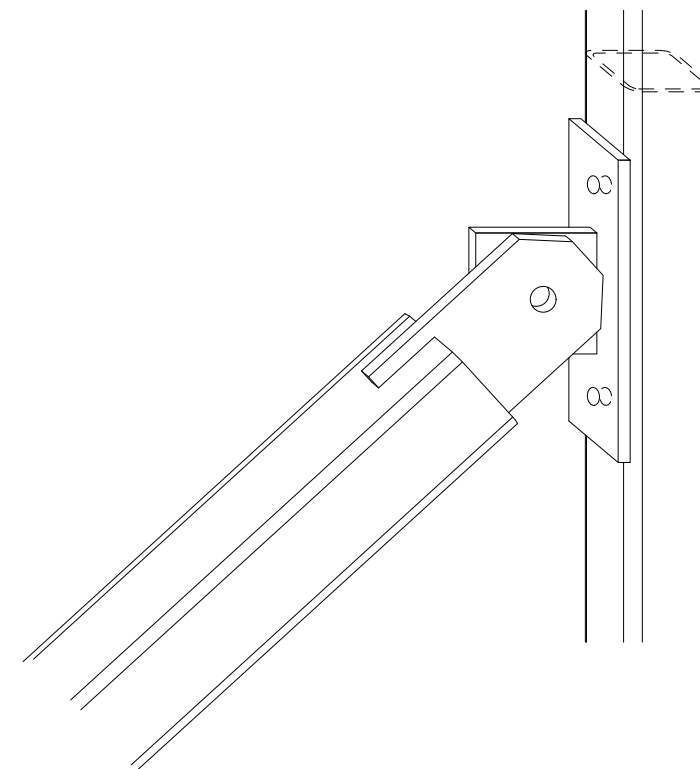


VIEW



VIEW

AXONOMETRY



STRUCTURAL DETAILS

Temporary
bracing-steel
column junction

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-325

STRUCTURAL DETAILS

Temporary bracing-wall junction

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

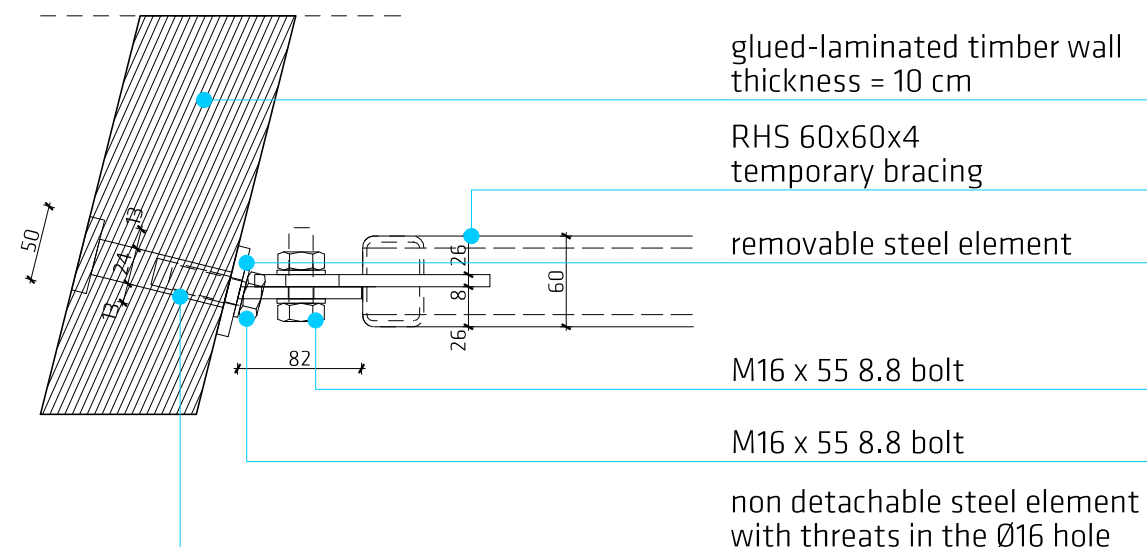
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

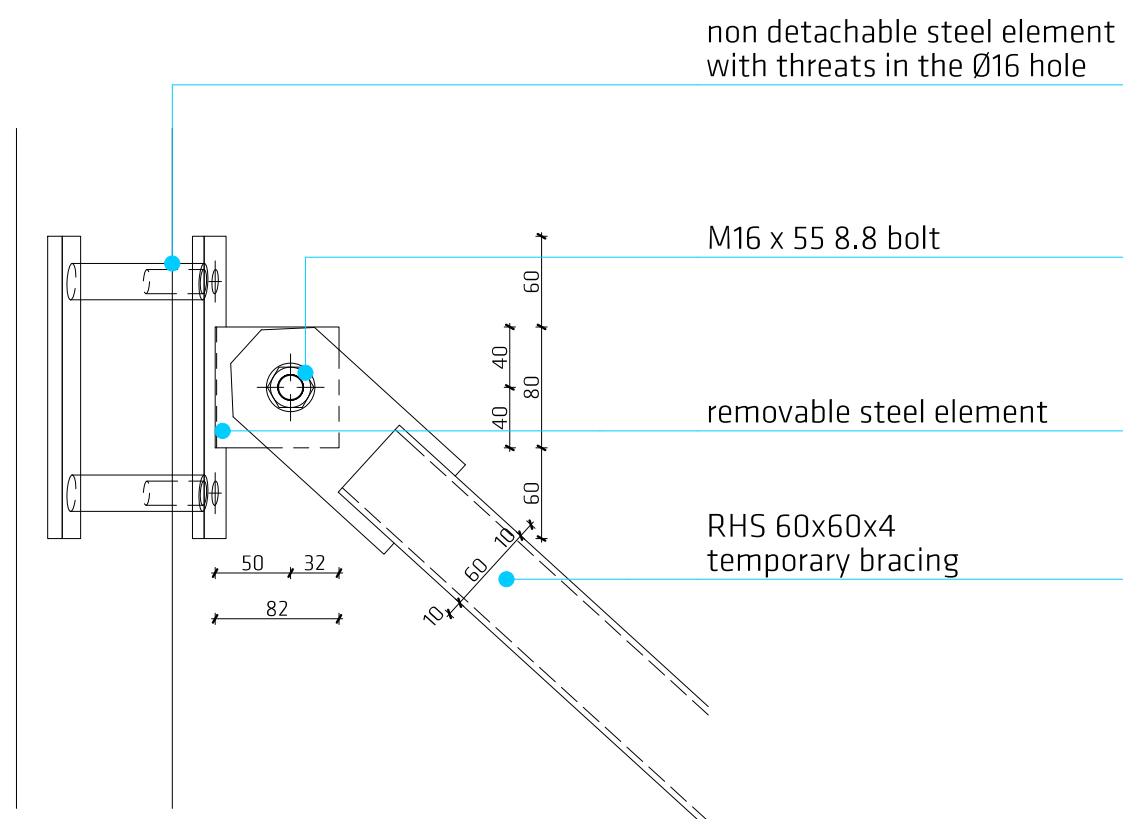
Date:
2012.08.12.

ST-326

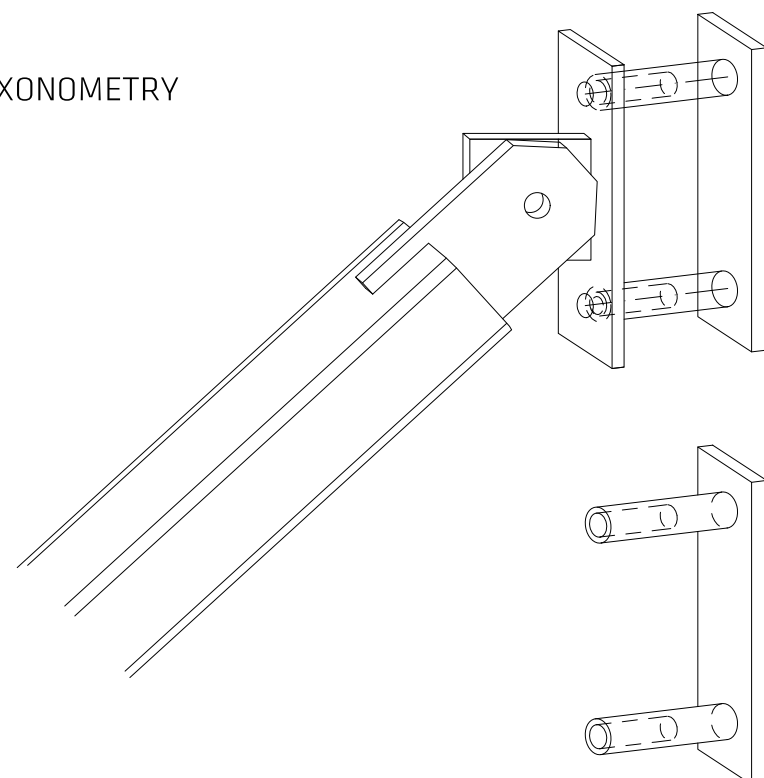
PLAN



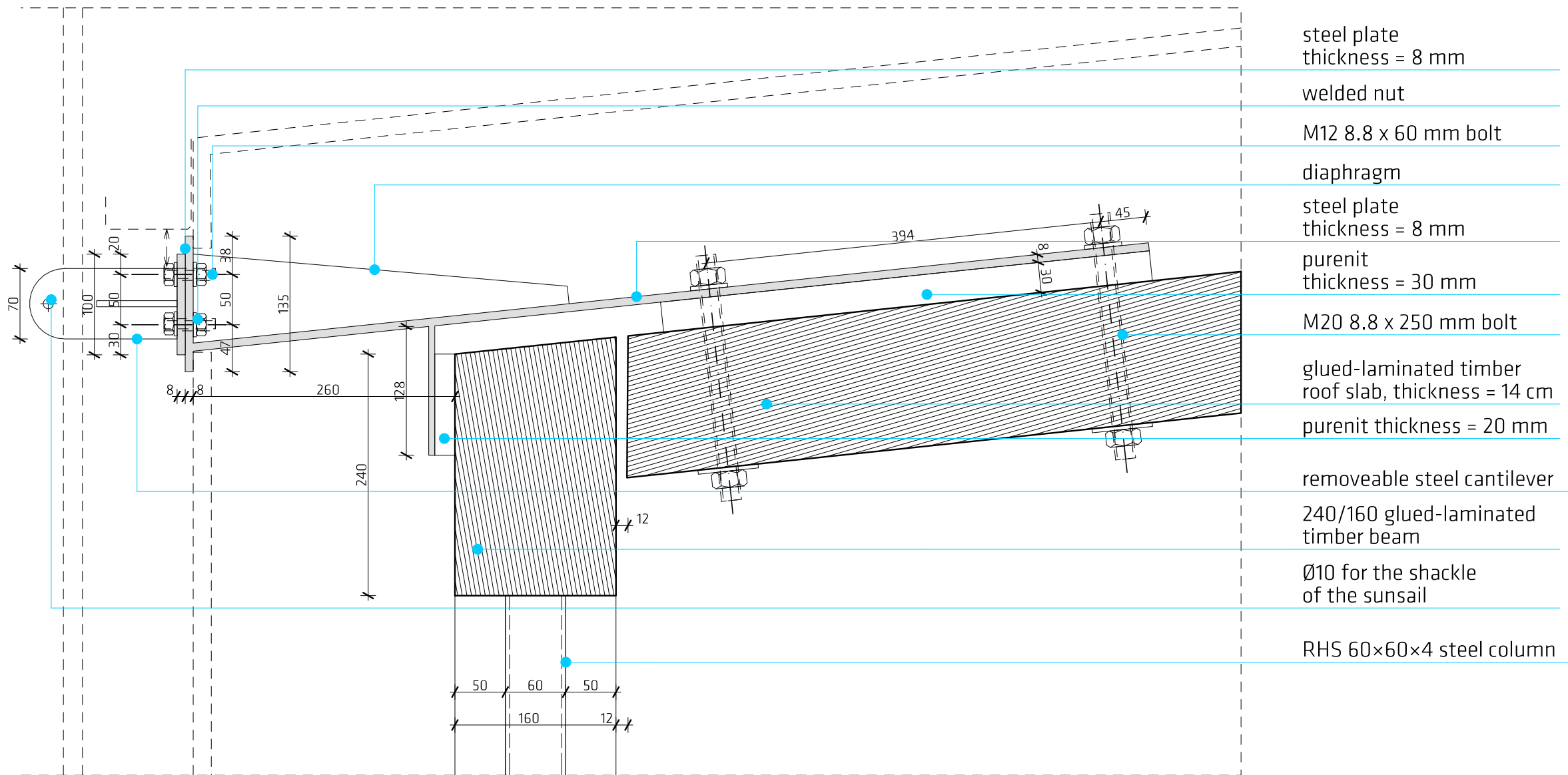
VIEW



AXONOMETRY



SECTION



STRUCTURAL
DETAILS

Anchoring joint
on the house's
roof 1

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

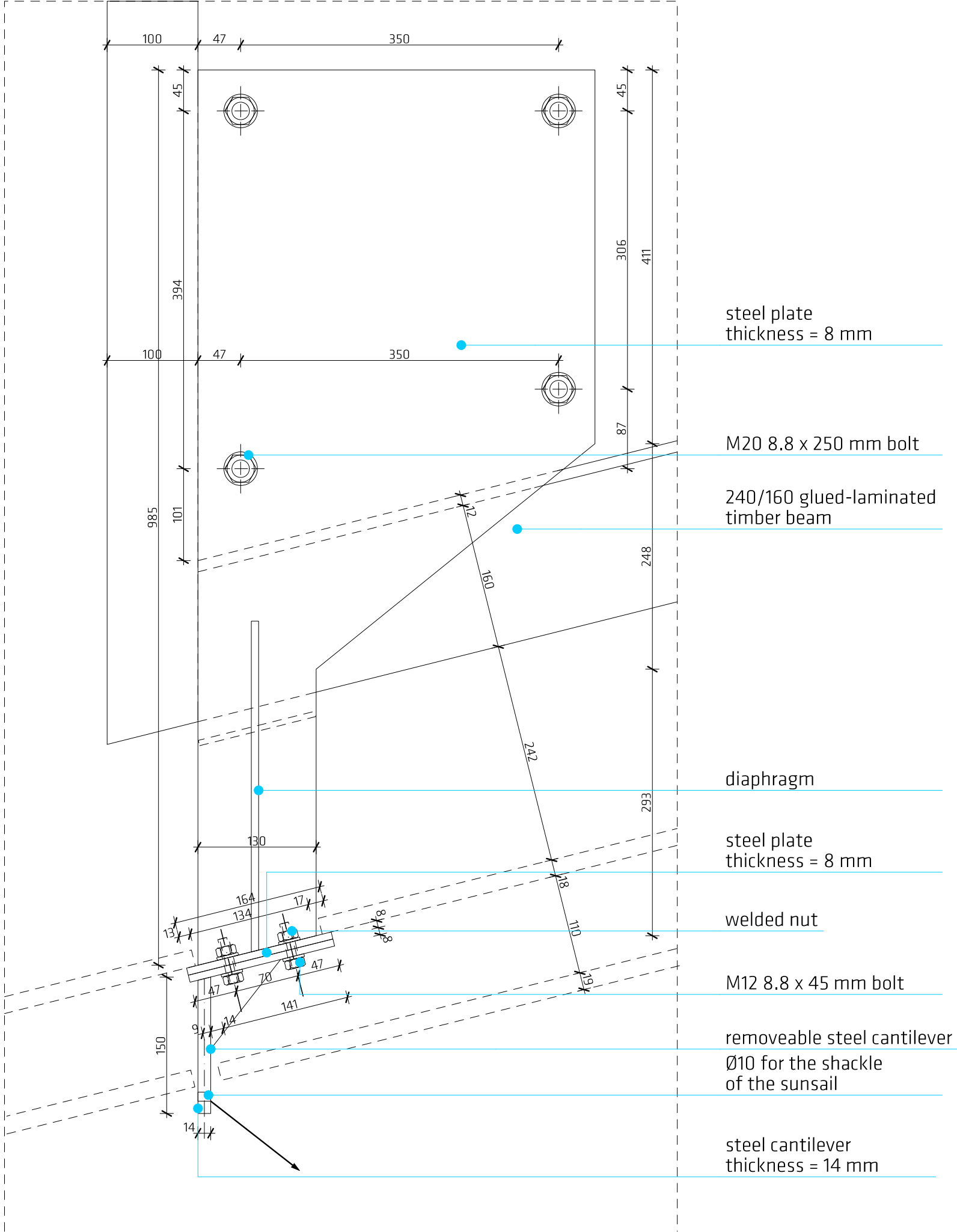
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-327

VIEW



STRUCTURAL DETAILS

Anchoring joint on the house's roof 1

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-328

Ø10 for the shackle
of the sunsail



STRUCTURAL DETAILS

Anchoring joint
on the southern
wall's roof 1,2

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

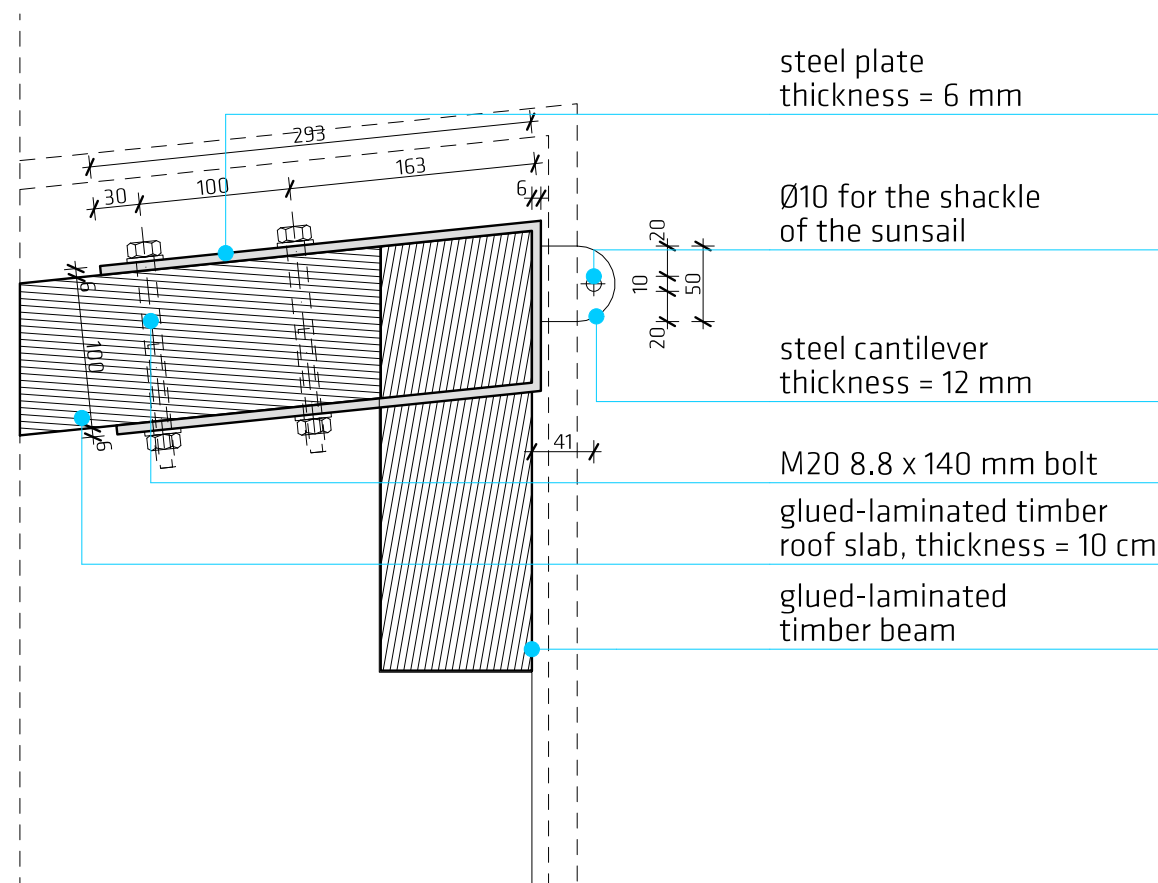
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

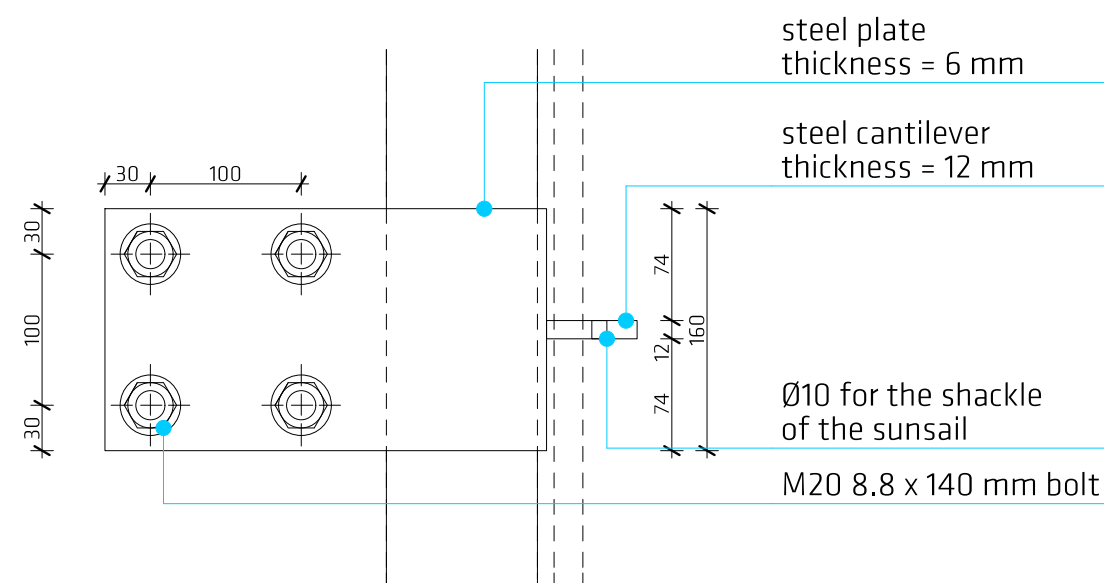
Date:
2012.08.12.

ST-331

SECTION



VIEW



STRUCTURAL

DETAILS

Anchoring joint
on the southern
wall's roof 3

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid

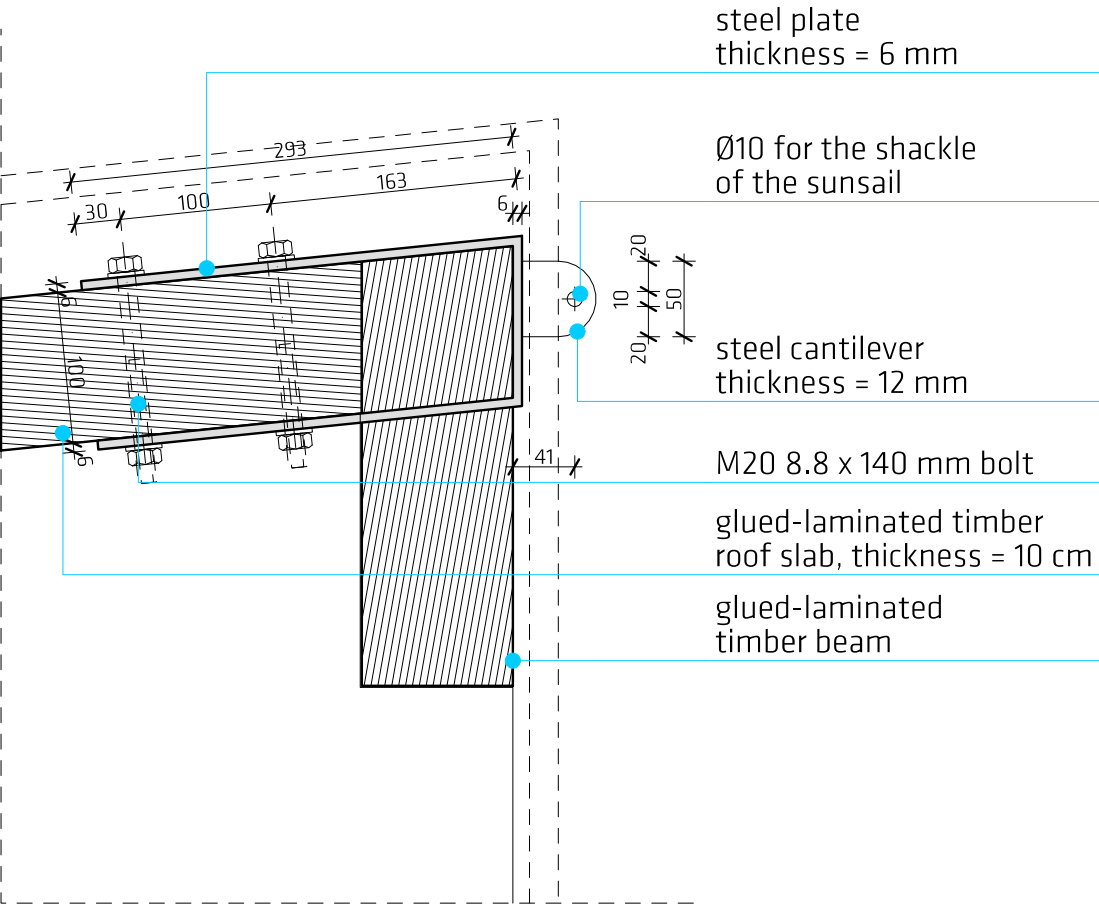
Drawing by:
Bukta Katalin

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

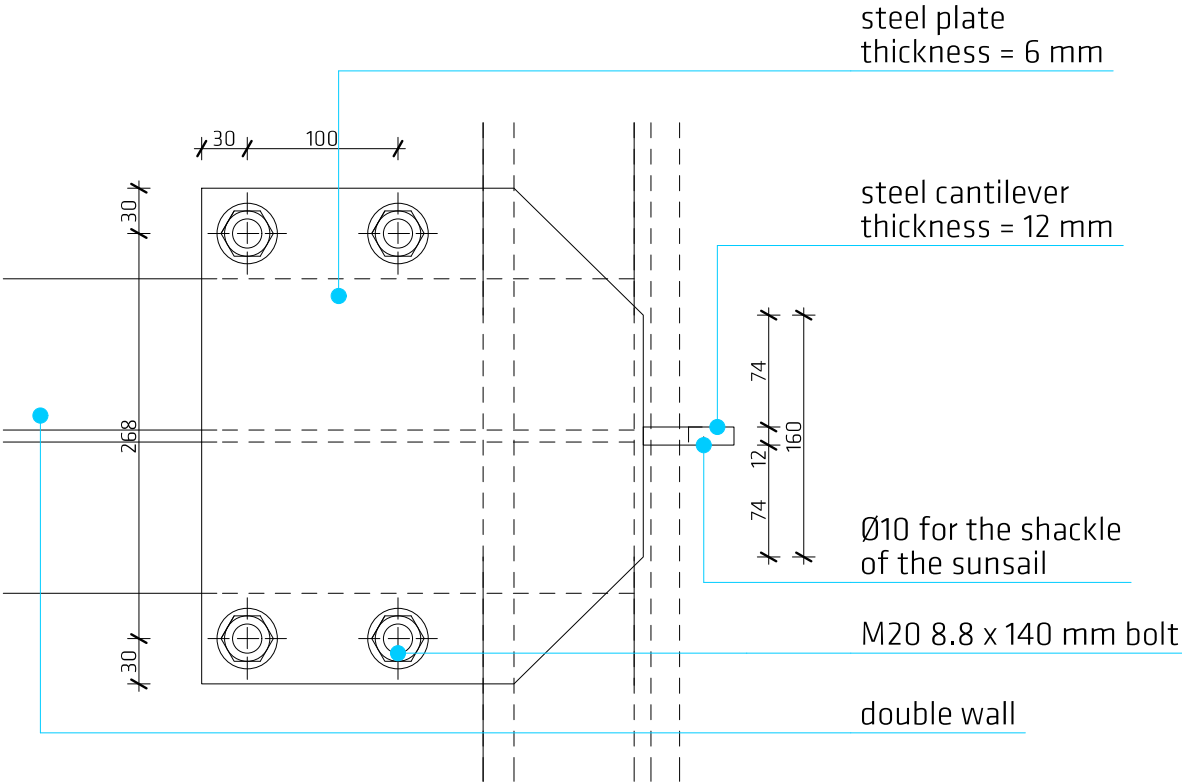
Date:
2012.08.12.

ST-332

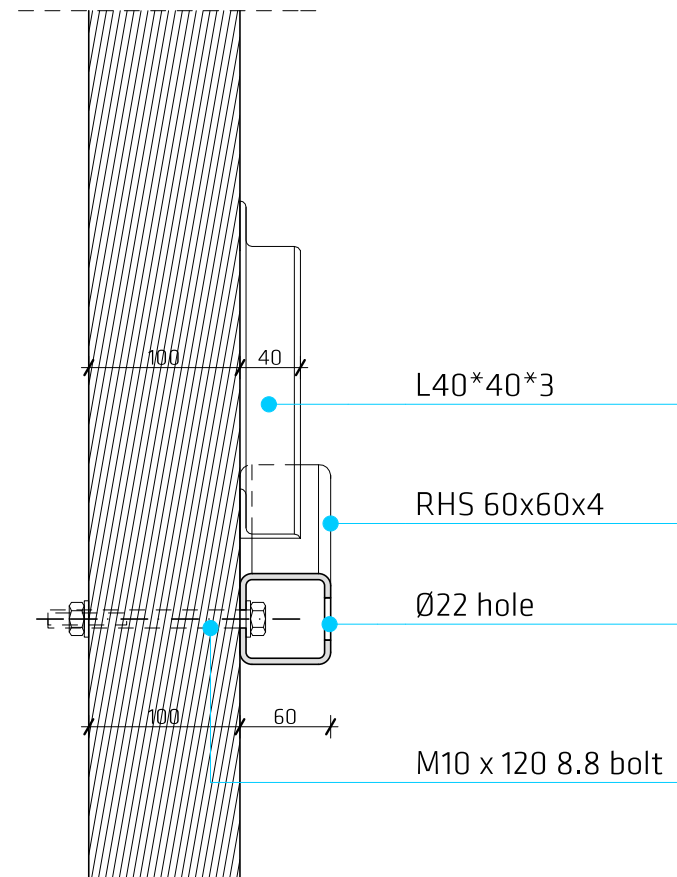
SECTION



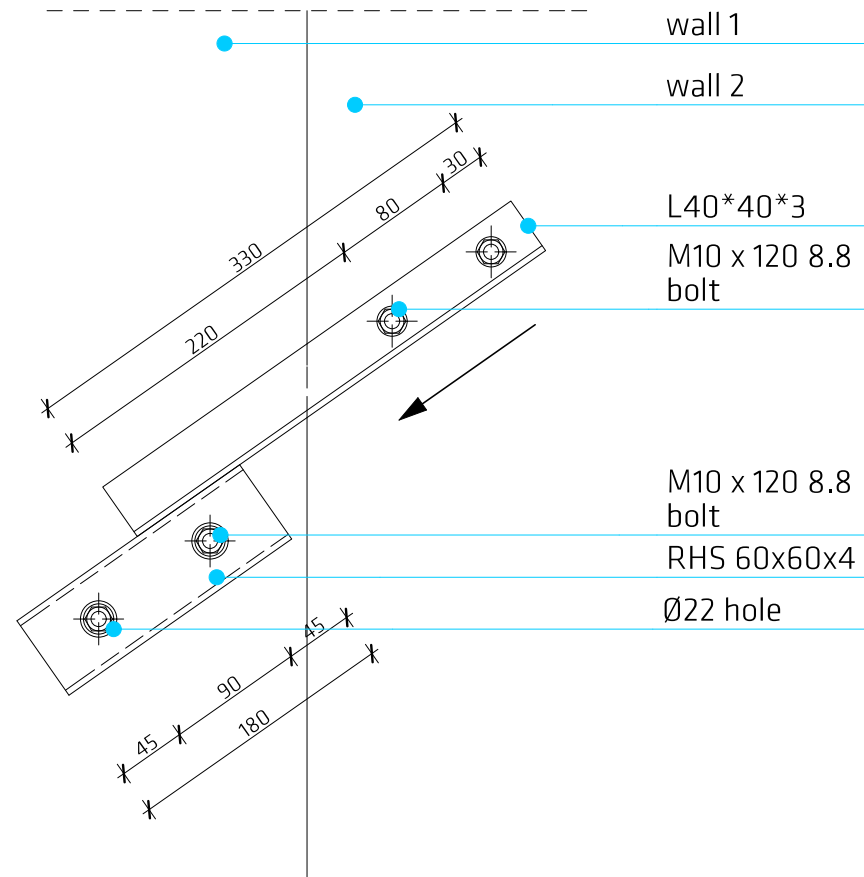
VIEW



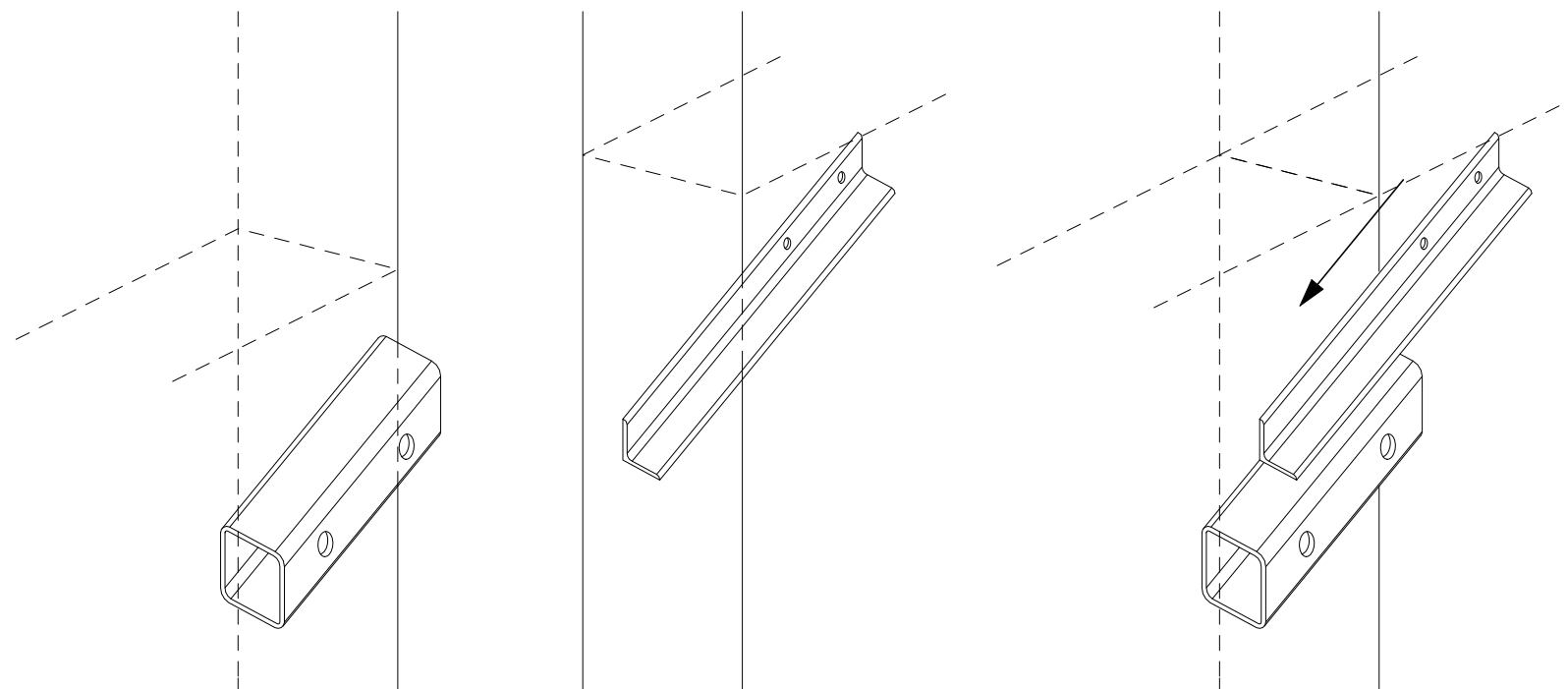
SECTION



VIEW



AXONOMETRY



STRUCTURAL DETAILS

Positive coupling
joint on walls

Scale 1:5

Description:
Both of the interlocking
joints are removable.

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid
Salát Zsófia
Kiss Benedek

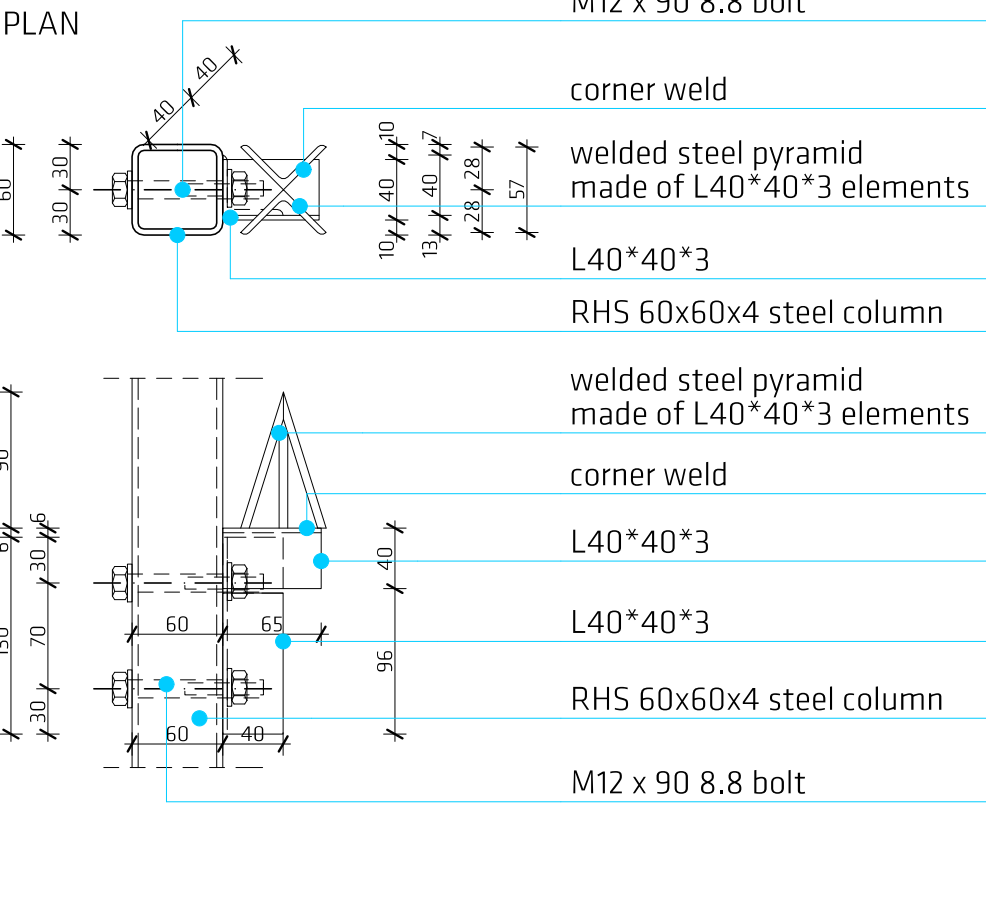
Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

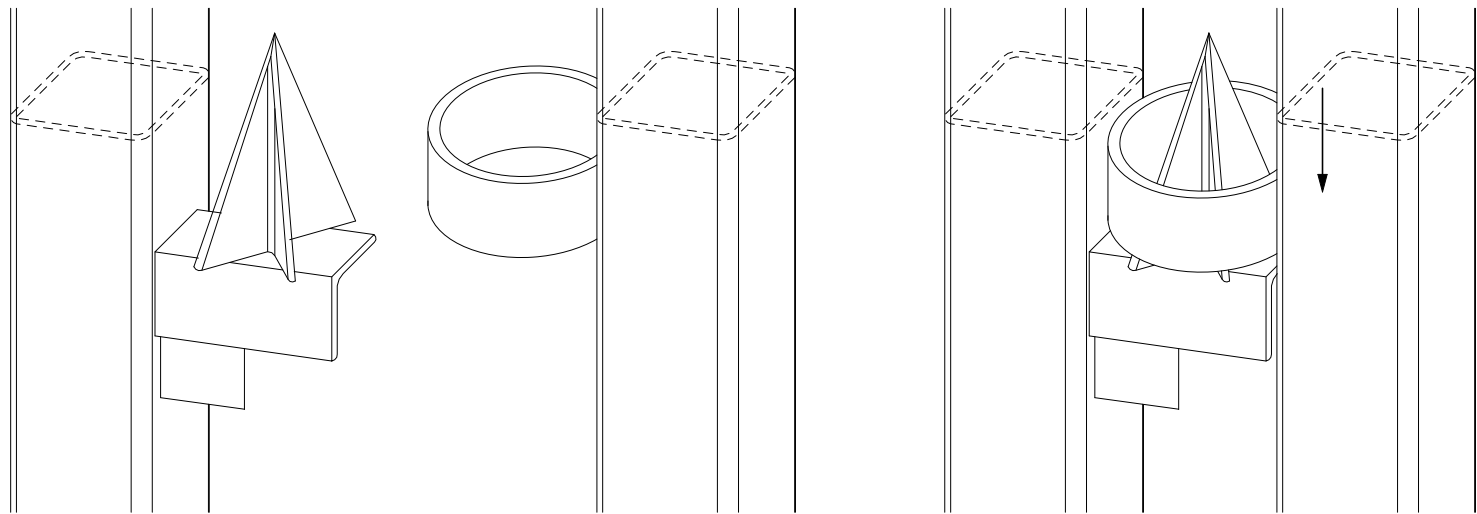
ST-333

COLUMN 1

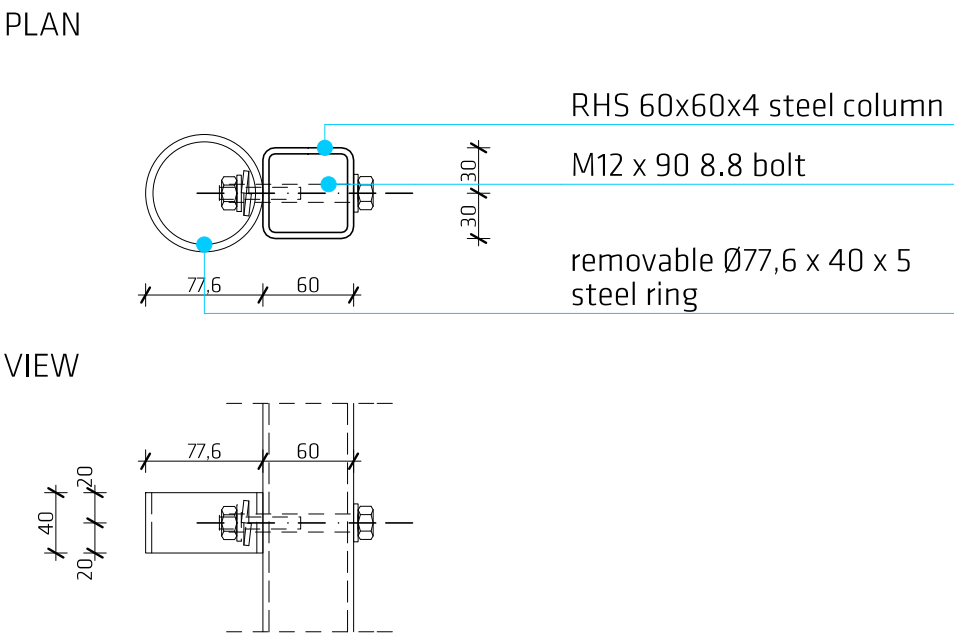


VIEW

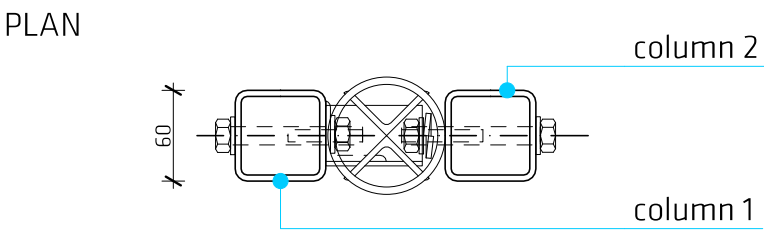
AXONOMETRY



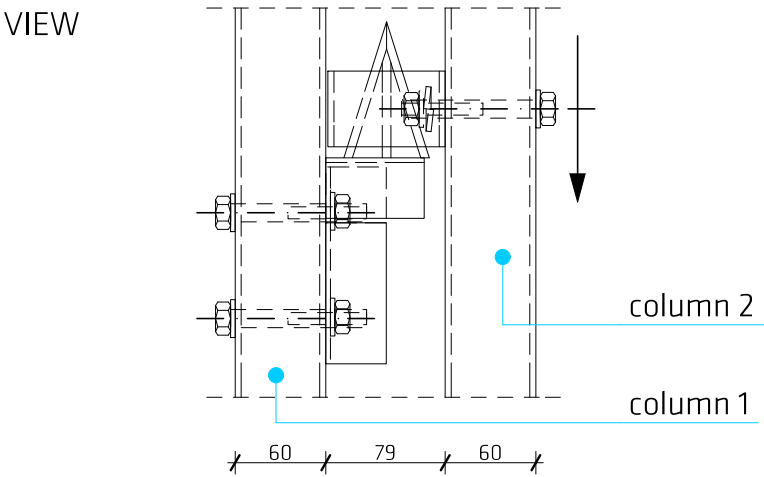
COLUMN 2



VIEW



VIEW



STRUCTURAL
DETAILS

Positive coupling
joint on columns

Scale 1:5

Description:
Both of the interlocking
joints are removable.

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid
Salát Zsófia
Kiss Benedek

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

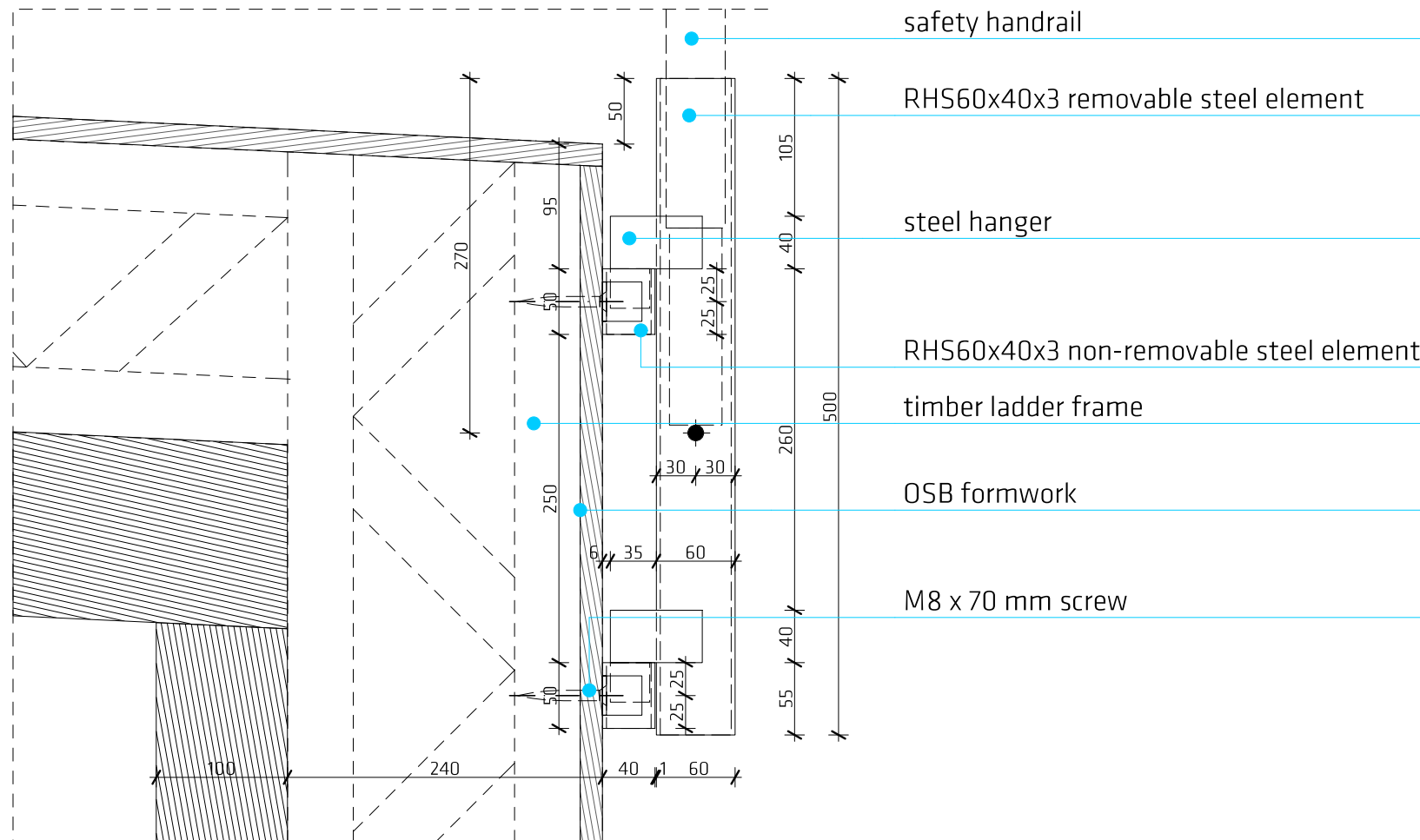
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

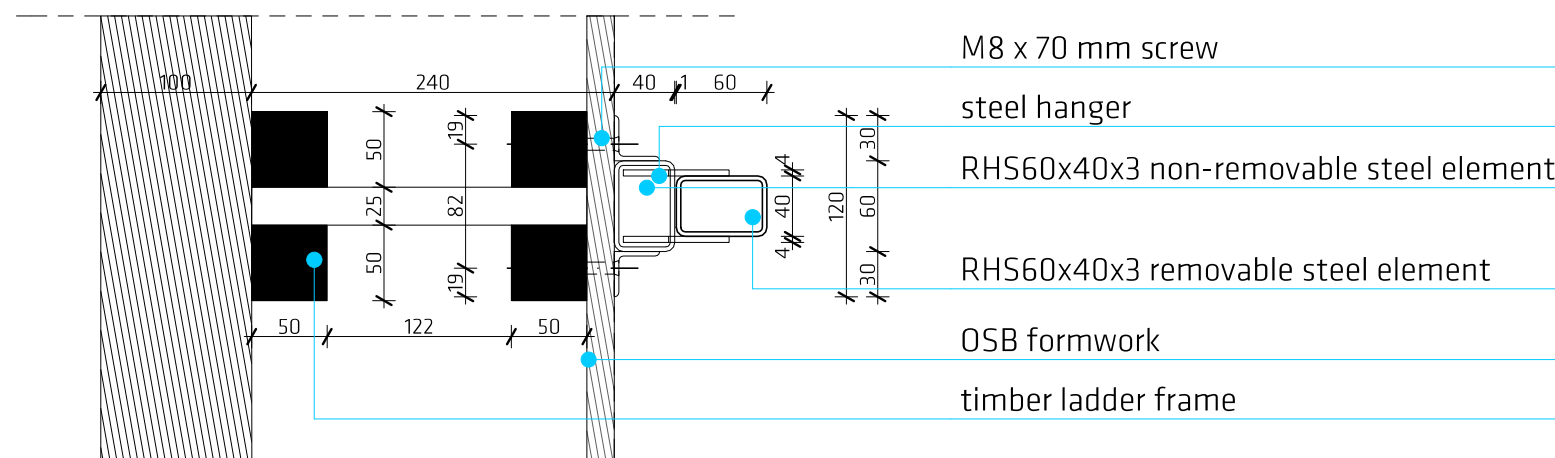
ST-334



SECTION



VIEW



STRUCTURAL DETAILS

Safety handrail
joint on the west,
north, east side of
the house

Scale 1:5

Description:

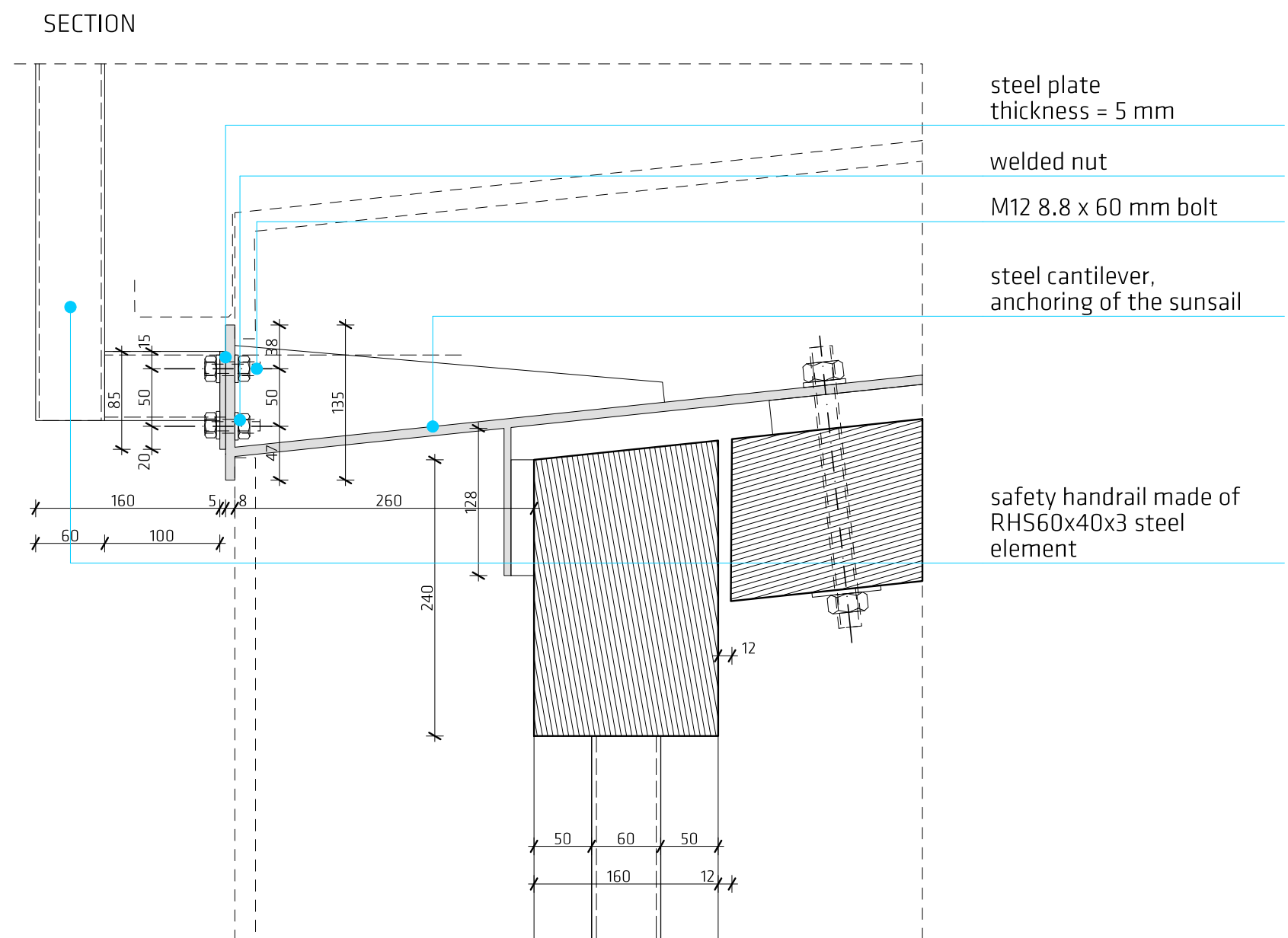
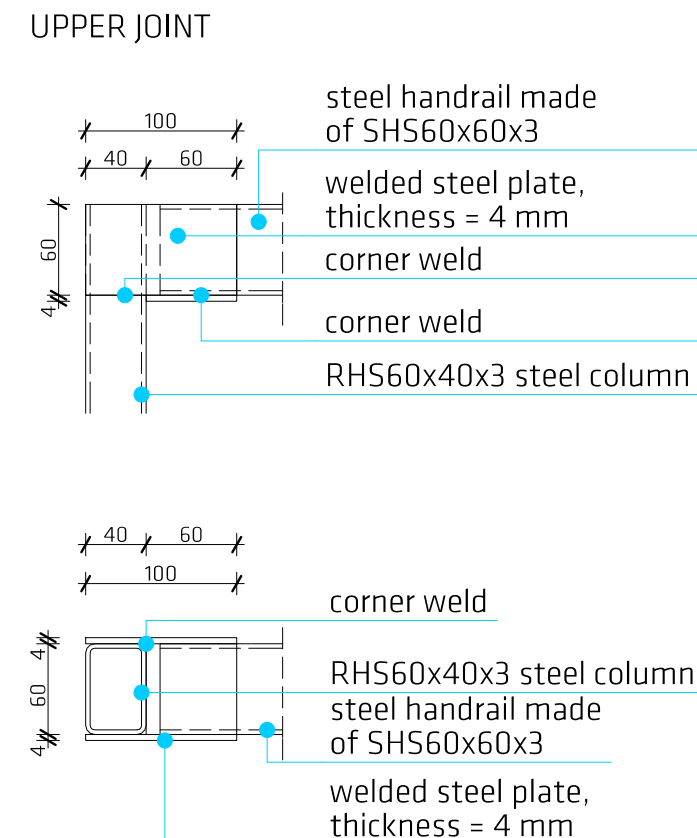
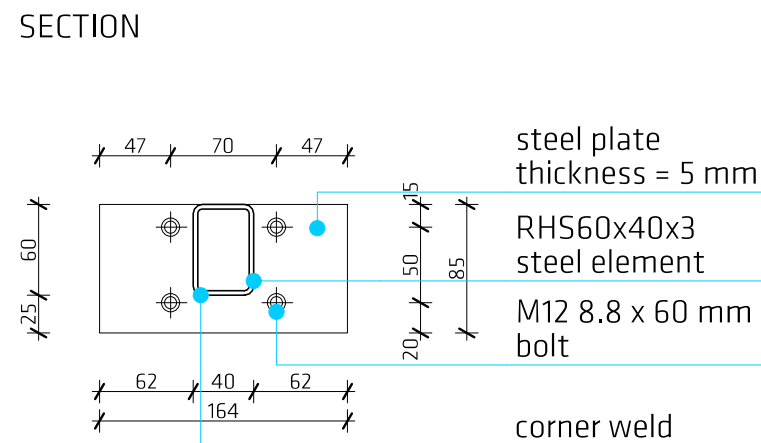
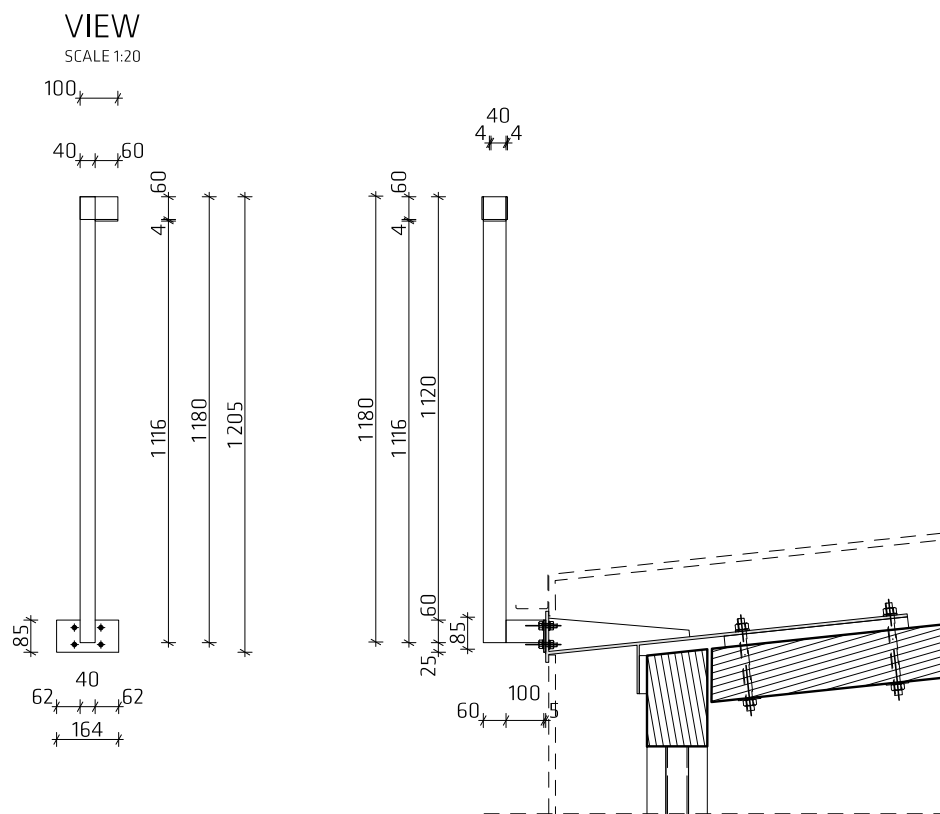
Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid
Salát Zsófia
Kiss Benedek

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-335



STRUCTURAL DETAILS

Safety handrail
joint on the south
side of the house,
west corner

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid
Salát Zsófia
Kiss Benedek

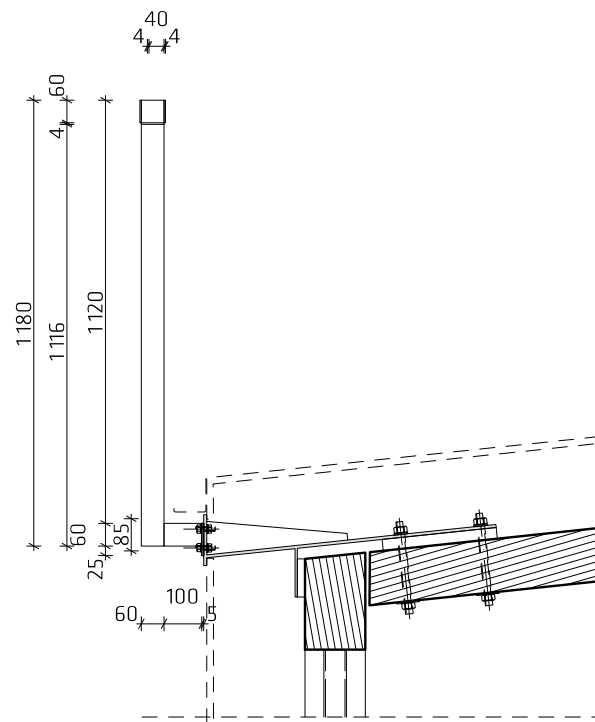
Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

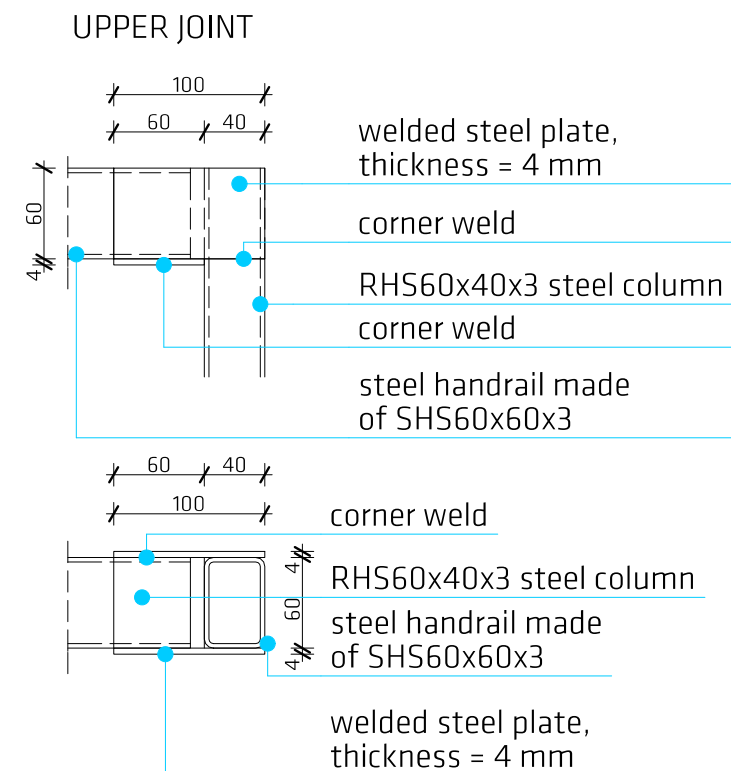
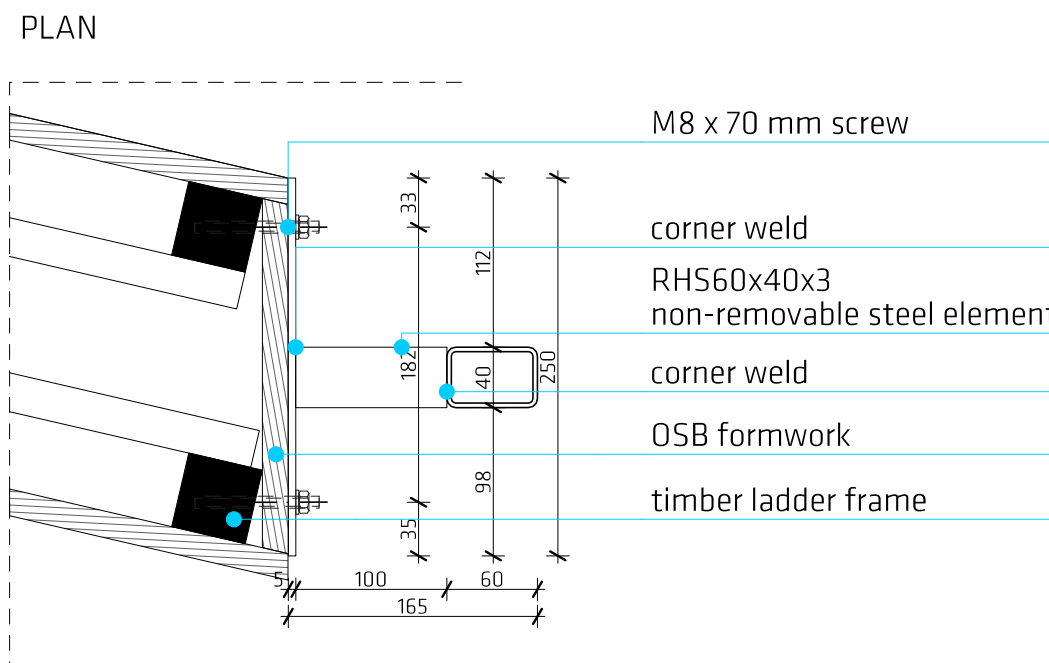
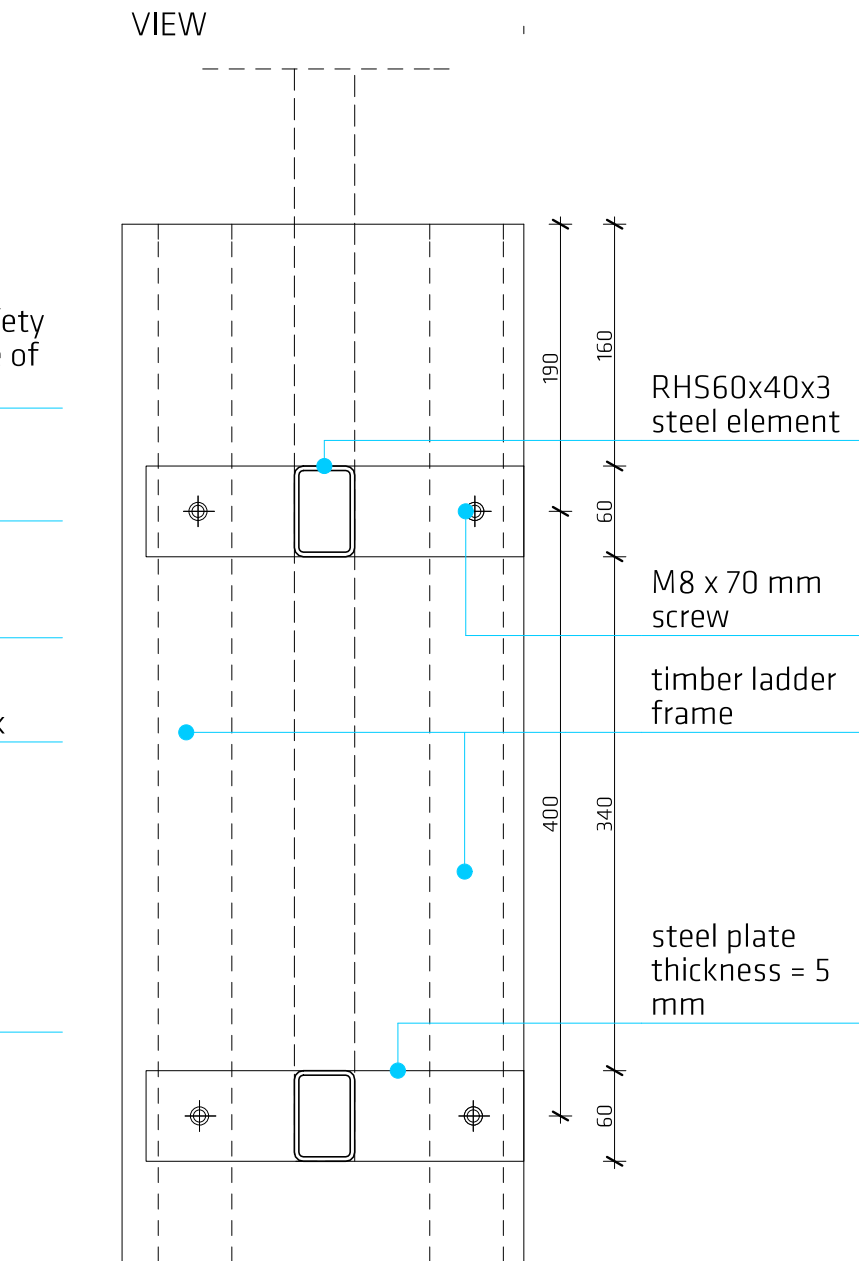
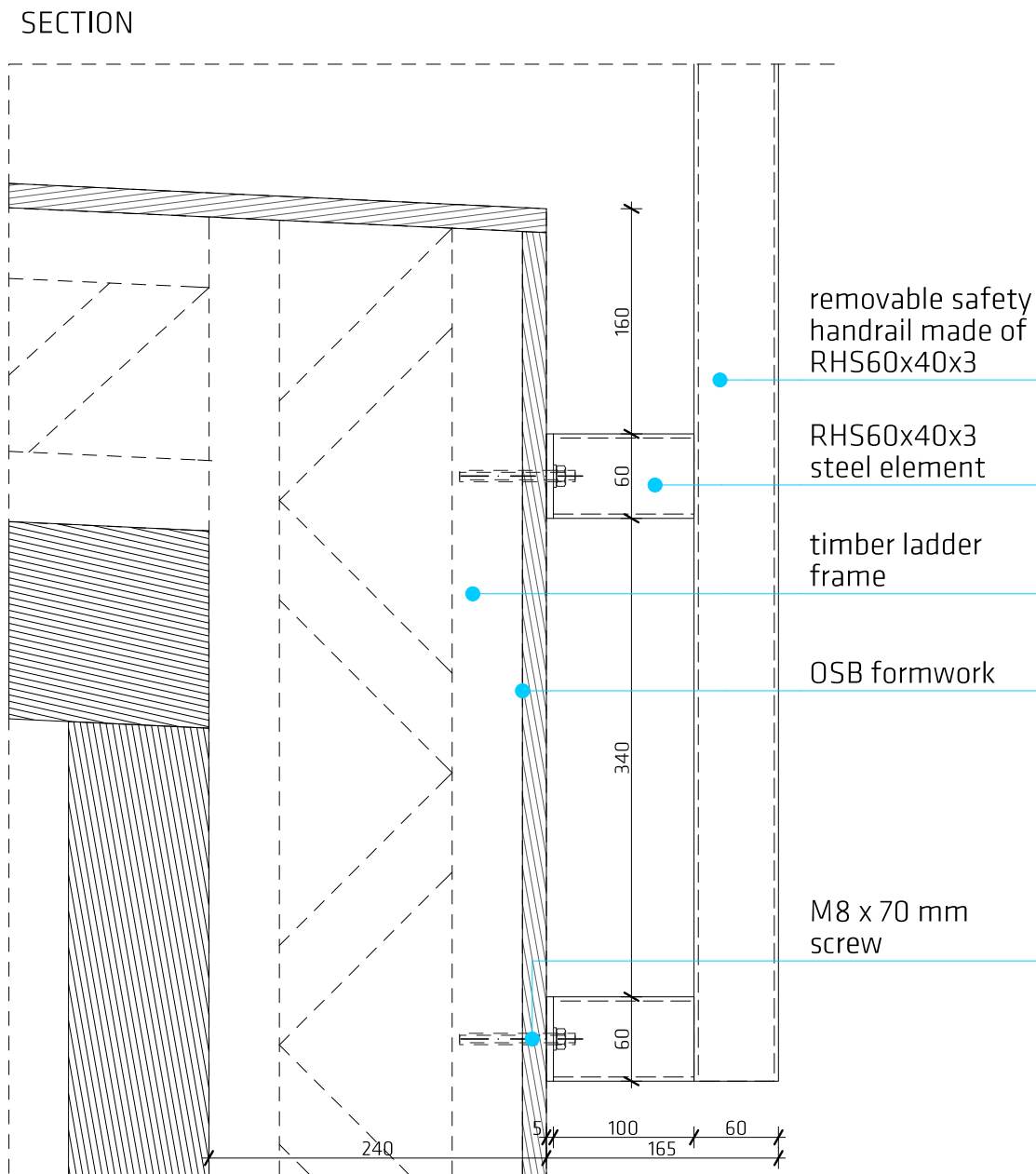
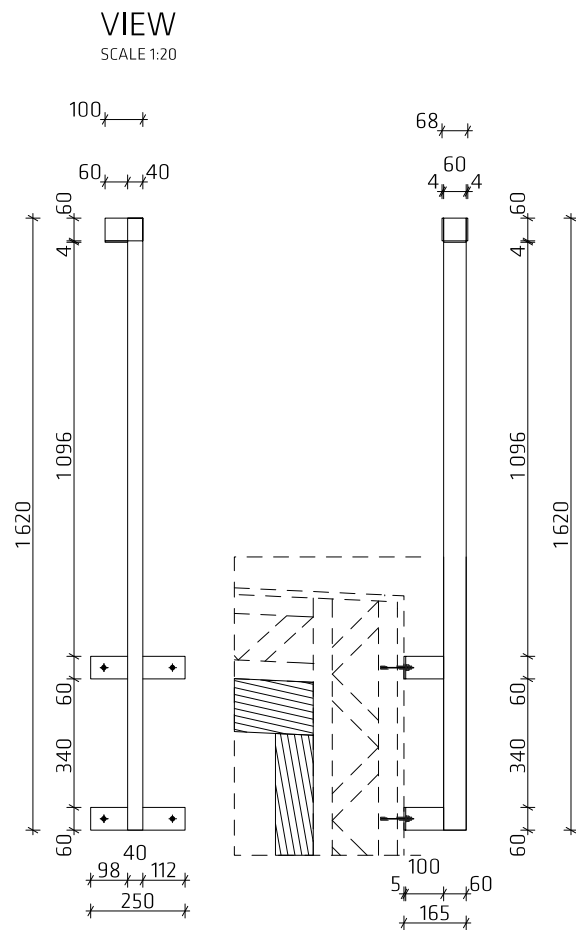
Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-336







STRUCTURAL DETAILS

Safety handrail joint on the south side of the house, east corner

Scale 1:5

Description:

Designed by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok
Szalay Dávid
Salát Zsófia
Kiss Benedek

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-338

STRUCTURAL

DETAILS

Ramp and barrier

Scale 1:10

Description:

Designed by:
Auth Adrián
Bakos Bálint
Nagy Tamás Bajnok

Drawing by:
Bukta Katalin
Nagy Tamás Bajnok

Supervised by:
Dr. Armuth Miklós

Date:
2012.08.12.

ST-339

SECTION

wood handrail, RHS20×60×2

doubled flat steel barrier column
thickness = 6mm

steel barrier rod

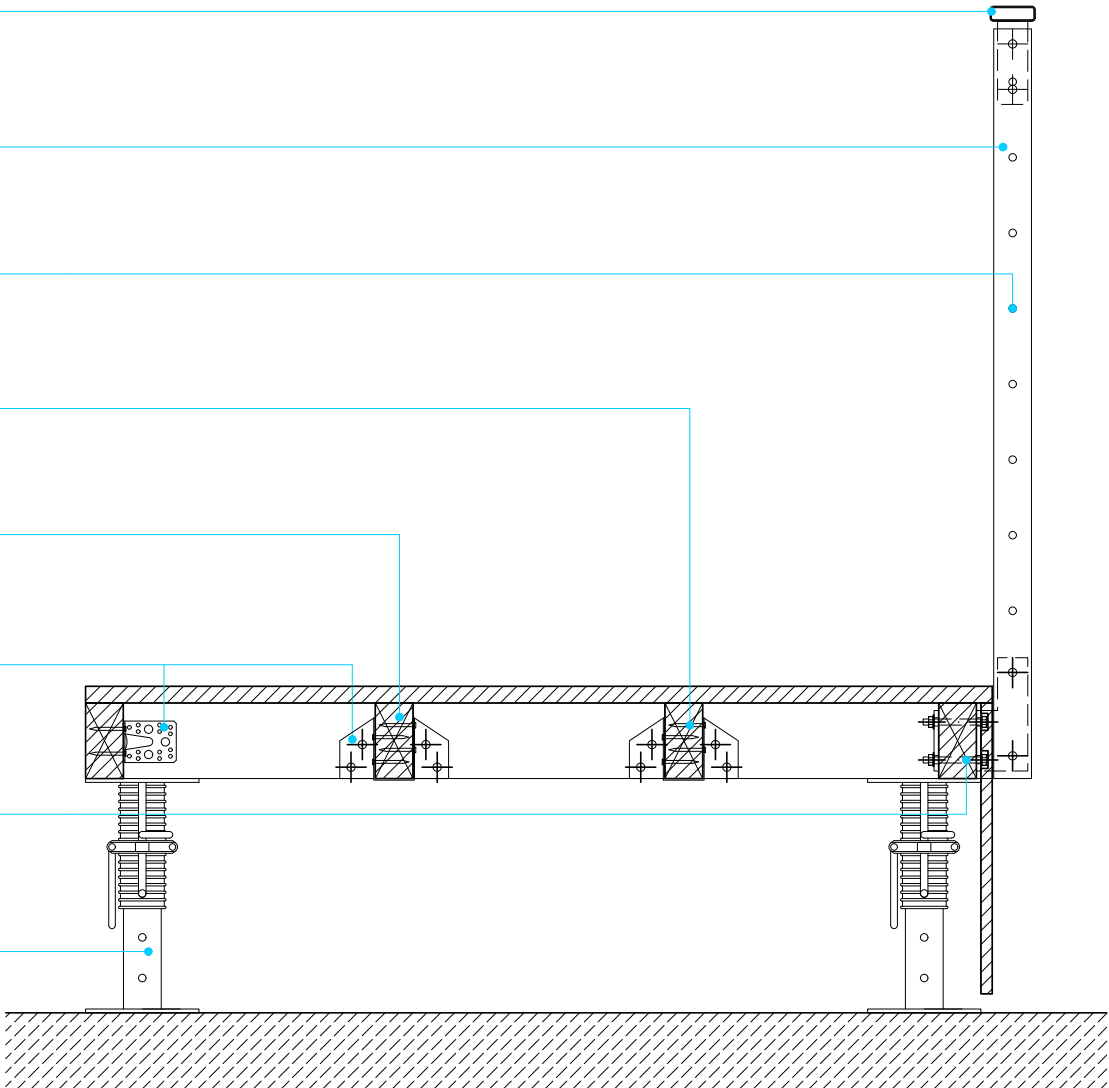
screw

timber joists and beams 5/10

steel joining profiles

M10 bolt

adjustable post shore



VIEW

